



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO  
UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP**

**Carlos Alberto Bin Quintana**

Asesorado por el Ing. William González Hernández

Guatemala, julio de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO  
UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**CARLOS ALBERTO BIN QUINTANA**

ASESORADO POR EL ING. WILLIAM GONZÁLES HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JULIO DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO a.i.	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Córdova Estrada
EXAMINADORA	Inga. Karla Giovanna Pérez Loarca
EXAMINADOR	Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha octubre de 2020.

**Carlos Alberto Bin Quintana**

Guatemala, 7 de febrero 2023

Ingeniero  
Luis Saravia  
Facultad de ingeniería/USAC  
Escuela de ingeniería Civil  
Área de Estructuras  
Coordinador

Ingeniero Saravia

Me dirijo a usted para informarle, que he revisado el trabajo de graduación **ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP** elaborado con el estudiante universitario Carlos Alberto Bin Quintana, quien contó con la asesoría del suscrito.

Considerando que el trabajo desarrollado por el estudiante universitario Carlos Alberto Bin Quintana satisface los requisitos exigidos en el reglamento de graduación, por lo cual recomiendo su aprobación.

Atentamente,

  
William González Hernández  
Ingeniero Civil  
Col. No. 14,487

Ing. William González Hernández

Colegiado No. 14487

ASESOR



Guatemala, 10 de abril 2023

Ingeniero  
Armando Fuentes Roca  
Coordinador del Departamento de Estructuras  
Escuela de Ingeniería Civil

Ingeniero Fuentes:

Por medio de la presente comunico a usted, que La Escuela de Ingeniería Civil a través del Departamento de Estructuras, he aprobado el tema para trabajo de Tesis, “**ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP**”, por el estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, **Carlos Alberto Bin Quintana**, Registro Académico, **2011-14139**, como asesor **el Ing. William Gonzales Hernández**.

Así mismo se le recuerda que el trabajo de graduación deberá ser estructurado conforme a lo indicado en el Reglamento de trabajos de Graduación de la Facultad de Ingeniería, presentando según se señala en las especificaciones para la elaboración del informe final y se recomienda que el contenido esté comprendido entre 40 y 80 hojas, con énfasis en el aporte del estudiante en el tema desarrollado.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Msc. Ing. Luis E. Saravia R.  
Revisor de tesis  
Facultad de Ingeniería  
Usac

Revisor del Departamento de Estructura

Asesor/  
Interesa





LNG.DIRECTOR.147.EIC.2023

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP**, presentado por: **Carlos Alberto Bin Quintana**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Armando Fuentes Roca  
Director  
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, julio de 2023



Decanato

Facultad de Ingeniería

24189101- 24189102

secretariadeceanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.543.2023

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **ANÁLISIS COMPARATIVO DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO UTILIZANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS RBS Y BFP**, presentado por: **Carlos Alberto Bin Quintana**, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. José Francisco Gómez Rivera



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
DECANO a.i.  
Facultad de Ingeniería  
★

Decano a.i.

Guatemala, julio de 2023

AACE/gaoc

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Porque a Él le debo todo y es quien merece todo honor y gloria.
<b>Mis padres</b>	Carlos Bin y Pedrina Quintana, por brindarme principios, valores y apoyo para seguir adelante.
<b>Mis hermanas</b>	Karla, Sandra y Gilma, por su apoyo incondicional en cada aspecto de la vida.
<b>Mi familia</b>	A cada uno por nombre, porque directa o indirectamente me han apoyado.
<b>Mi novia</b>	Joseline Marroquín, por su amor, comprensión y ejemplo de esfuerzo y dedicación.
<b>Mis amigos</b>	A cada uno por nombre, siendo tantos es difícil enlistarlos pero que de una u otra manera me han brindado su apoyo en todo sentido.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

- Universidad de San Carlos de Guatemala** Por ser mi casa de estudios.
- Facultad de Ingeniería** Por brindarme las herramientas profesionales a lo largo de mi carrera estudiantil.
- Pueblo de Guatemala** Porque con el pago responsable de sus impuestos colabora para la preparación de profesionales.
- Ing. William González** Por su tiempo y apoyo prestados.
- Argos Consultores S.A.** Por ser como una escuela para mi vida profesional y ser donde nació la idea del presente tema de investigación.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XV
GLOSARIO .....	XVII
RESUMEN .....	XXI
OBJETIVOS .....	XXIII
INTRODUCCIÓN .....	XXV
1. ANTECEDENTES .....	1
1.1. Utilización del acero a través de la historia .....	1
1.2. Tipologías estructurales .....	5
1.2.1. Tipologías AD .....	5
1.2.2. Tipologías DI .....	5
1.2.3. Tipologías BD .....	5
1.3. Nivel de protección sísmica .....	5
1.4. Sistemas estructurales .....	6
1.4.1. Sistema E .....	6
1.4.2. Sistema E3 .....	6
1.4.3. Sistema E4 .....	7
1.4.4. Sistema E6 .....	7
1.4.5. Sistema E7 .....	7
2. PROPIEDADES DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO .....	9
2.1. Ventajas .....	9
2.1.1. Alta resistencia .....	9
2.1.2. Uniformidad .....	10

2.1.3.	Elasticidad.....	10
2.1.4.	Durabilidad .....	10
2.1.5.	Ductilidad.....	10
2.1.6.	Tenacidad.....	11
2.1.7.	Ampliaciones de estructuras existentes .....	11
2.1.8.	Propiedades diversas.....	11
2.2.	Desventajas .....	12
2.2.1.	Corrosión.....	12
2.2.2.	Costo de la protección contra el fuego .....	13
2.2.3.	Susceptibilidad al pandeo.....	13
2.2.4.	Fatiga .....	13
2.2.5.	Fractura frágil .....	14
2.3.	Perfiles de acero y materiales .....	14
2.3.1.	Vigas W .....	14
2.3.2.	Pernos .....	16
2.3.3.	Placas.....	18
2.4.	Soldaduras .....	19
2.4.1.	Tipos de soldaduras .....	22
2.4.2.	Posición.....	24
2.4.3.	Tipos de juntas .....	25
2.4.4.	Símbolos de soldadura.....	26
3.	MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO SMF SEGÚN LA SECCIÓN E3 DEL CÓDIGO AISC 341-16 .....	29
3.1.	Análisis.....	29
3.2.	Requisitos del sistema .....	30
3.2.1.	Relación de momentos.....	30
3.2.2.	Arriostramiento de estabilidad de las vigas .....	33

3.2.3.	Arriostramiento de estabilidad en las conexiones entre viga y columna.....	34
3.2.3.1.	<i>Conexiones arriostradas</i> .....	34
3.2.3.2.	<i>Conexiones no arriostradas</i> .....	35
3.3.	Miembros .....	36
3.3.1.	Requisitos básicos.....	36
3.3.2.	Patines de las vigas .....	37
3.3.3.	Zonas protegidas .....	38
3.4.	Conexiones.....	38
3.4.1.	Soldaduras críticas a la demanda.....	39
3.4.2.	Conexiones de viga a columna.....	40
3.4.3.	Demostración de la conformidad .....	40
3.4.4.	Resistencia al corte requerido .....	41
3.5.	Zona del panel.....	42
3.5.1.	Resistencia al corte requerido .....	43
3.5.2.	Espesor de la zona de paneles.....	44
3.5.3.	Placas de refuerzo en zona de panel .....	45
3.5.4.	Placas de continuidad.....	47
3.5.5.	Condiciones que requieren placas de continuidad .....	48
3.5.6.	Requisitos de las placas de continuidades .....	49
3.6.	Empalmes de columna .....	51
3.6.1.	Empalmes de patines de columna soldados con soldadura de ranura CJP .....	51
3.6.2.	Empalmes de patines de columna soldados con soldadura de ranura PJP .....	51
3.6.3.	Empalmes de alma de columna soldada con soldadura de ranura CJP .....	53

3.6.4.	Empalmes de alma de columna soldada con soldadura de ranura PJP .....	53
3.6.5.	Empalmes de columnas atornilladas.....	54
4.	CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN NORMA AISC 358-16 .....	55
4.1.	En una conexión de momento de sección de viga reducida (RBS), se recortan selectivamente partes de los patines de la viga en la región adyacente a la conexión entre la viga y la columna.....	55
4.1.1.	Sistemas.....	55
4.1.2.	Limitaciones de las vigas.....	56
4.1.3.	Limitaciones de las columnas.....	58
4.1.4.	Limitaciones de la relación viga-columna.....	59
4.1.5.	Limitaciones de las soldaduras entre patines de vigas y columnas.....	60
4.1.6.	Limitaciones de las conexiones de alma de viga a patín de columna.....	60
4.1.7.	Fabricación de los cortes de los patines .....	62
4.1.8.	Procedimiento de diseño .....	63
4.2.	Bolted flange plate (BFP) según código AISC 358-16 capítulo 7.....	68
4.2.1.	Sistemas.....	69
4.2.2.	Limitaciones de las vigas.....	70
4.2.3.	Limitaciones de las columnas.....	71
4.2.4.	Limitaciones de la relación viga-columna.....	72
4.2.5.	Detallado de la conexión .....	73
	4.2.5.1. <i>Especificaciones del material de las placas.....</i>	73

4.2.5.2.	<i>Soldaduras de la placa del patín de la viga</i> .....	73
4.2.5.3.	<i>Soldaduras de conexión de placa de cortante</i> .....	74
4.2.5.4.	<i>Requisitos de los pernos</i> .....	74
4.2.5.5.	<i>Alzas de la placa del patín</i> .....	74
4.2.6.	Procedimiento de diseño .....	75
5. ANÁLISIS MEDIANTE CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE SEGÚN CAPÍTULO 2 DE LA NORMA AGIES NSE 3-2018..... 83		
5.1.	Corte basal al límite de cedencia.....	83
5.2.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia Cs.....	84
5.3.	Valores mínimos de Cs.....	85
5.4.	Casas y edificios menores - se permite reducción de espectro.....	86
5.5.	Fórmula empírica para período fundamental de vibración.....	86
5.6.	Fórmula alterna opcional .....	87
5.7.	Fórmula analítica del período fundamental de vibración T .....	88
5.8.	Selección del período T a utilizar.....	89
5.9.	Distribución vertical de las fuerzas sísmicas .....	90
5.10.	Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas .....	90
5.10.1.	Distribución directa .....	90
5.10.2.	Excentricidad accidental .....	91
5.11.	Volteo .....	92
5.12.	Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo .....	92
5.12.1.	Espectro para calcular los desplazamientos.....	92
5.12.2.	Período que utilizar en el espectro .....	92
5.13.	Derivas .....	93

5.14.	Estabilidad.....	94
5.14.1.	Deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial ...	95
5.14.2.	Efectos de segundo orden, P- $\Delta$ y P- $\bar{\Delta}$ .....	96
5.14.3.	Imperfecciones geométricas.....	96
5.14.4.	Reducciones de rigidez debido a comportamiento inelástico.....	97
5.14.5.	Incerteza en la determinación de la rigidez y la resistencia del sistema, miembros y conexiones.....	97
5.15.	Efecto P-delta.....	99
 6.	 DESARROLLO EXPERIMENTAL.....	101
6.1.	Características de la estructura a proyectar.....	101
6.2.	Ubicación .....	102
6.3.	Descripción .....	102
6.4.	Cargas utilizadas.....	102
6.5.	Estructuración .....	106
6.6.	Integración de carga sísmica .....	109
6.7.	Creación de modelo estructural para el análisis.....	114
6.8.	Modelado de losa .....	119
6.9.	Revisión de estabilidad .....	120
6.9.1.	Revisión de estabilidad casos BFP .....	121
6.9.2.	Estabilidad marcos con caso de conexión RBS ....	128
6.9.2.1.	<i>Cálculo de los factores de amplificación de derivas .....</i>	128
6.10.	Revisión de criterio columna fuerte viga débil .....	135
6.10.1.	Cálculo de ubicación de articulación plástica conexión RBS.....	135
6.10.2.	Cálculo de ubicación de articulación plástica conexión BFP .....	136

6.10.3.	Cálculo de momentos de viga y columna .....	140
6.11.	Cuantificación del peso de las placas de momento de la conexión BFP .....	143
6.12.	Resultados de comparación de pesos estructurales totales..	144
6.13.	Resultados de comparación de elementos estructurales .....	146
6.14.	Resultados de comparación de derivas elásticas.....	150
6.15.	Resultados de comparación de factores que dominan la estabilidad .....	169
CONCLUSIONES .....		181
RECOMENDACIONES .....		183
REFERENCIAS .....		185



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

1.	Geometría de vigas W.....	16
2.	Tipos de soldaduras estructurales .....	24
3.	Posiciones de soldaduras estructurales .....	25
4.	Tipos de juntas de soldaduras estructurales .....	26
5.	Simbología de soldaduras.....	27
6.	Conexión reduced beam section.....	56
7.	Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la RBS y el rostro de la columna.....	66
8.	Conexión bolted flange plate.....	69
9.	Vista en planta de estructura a proyectar.....	107
10.	Vista en elevación de estructura a proyectar .....	108
11.	Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 5 niveles .....	115
12.	Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 4 niveles .....	116
13.	Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 3 niveles .....	117
14.	Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 2 niveles .....	118
15.	Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 1 nivel .....	119
16.	Derivas elásticas sentido X edificio de 5 niveles caso BFP.....	151
17.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 5 niveles caso BFP.....	152
18.	Derivas elásticas sentido X edificio de 4 niveles caso BFP.....	153
19.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 4 niveles caso BFP.....	153
20.	Derivas elásticas sentido X edificio de 3 niveles caso BFP.....	154
21.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 3 niveles caso BFP.....	154
22.	Derivas elásticas sentido X edificio de 2 niveles caso BFP.....	155
23.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 2 niveles caso BFP.....	155
24.	Derivas elásticas sentido X edificio de 1 nivel caso BFP .....	156

25.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 1 nivel caso BFP .....	156
26.	Derivas elásticas sentido X edificio de 5 niveles caso RBS .....	157
27.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 5 niveles caso RBS .....	158
28.	Derivas elásticas sentido X edificio de 4 niveles caso RBS .....	159
29.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 4 niveles caso RBS .....	160
30.	Derivas elásticas sentido X edificio de 3 niveles caso RBS .....	161
31.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 3 niveles caso RBS .....	161
32.	Derivas elásticas sentido X edificio de 2 niveles caso RBS .....	162
33.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 2 niveles caso RBS .....	162
34.	Derivas elásticas sentido X edificio de 1 nivel caso RBS.....	163
35.	Derivas elásticas sentido Y edificio de 1 nivel caso RBS.....	163
36.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X.....	164
37.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y.....	164
38.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X.....	165
39.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y.....	165
40.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X.....	166
41.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y.....	166
42.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X.....	167
43.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y.....	167
44.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X.....	168

45.	Comparación de derivas elásticas, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y .....	168
46.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP .....	170
47.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP .....	170
48.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS.....	171
49.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS.....	171
50.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP .....	172
51.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP .....	172
52.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS.....	173
53.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS.....	173
54.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP .....	174
55.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP .....	174
56.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS.....	175
57.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS.....	175
58.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP .....	176

59.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP.....	176
60.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS .....	177
61.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS .....	177
62.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X. Caso BFP.....	178
63.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y. Caso BFP.....	178
64.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X. Caso RBS .....	179
65.	Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y. Caso RBS .....	179

## TABLAS

I.	Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	6
II.	Carga viva.....	102
III.	Carga muerta sobre impuesta.....	103
IV.	Integración carga muerta en losas de entrepiso .....	103
V.	Cálculo de la carga de pañuelos en losa de techo .....	104
VI.	Integración carga muerta en losa de techo .....	104
VII.	Carga de muros .....	105
VIII.	Cálculo de carga de muros .....	105
IX.	Carga sísmica edificio de 5 niveles caso RBS .....	109
X.	Carga sísmica edificio de 5 niveles caso BFP.....	110
XI.	Carga sísmica edificio de 4 niveles caso RBS .....	110
XII.	Carga sísmica edificio de 4 niveles caso BFP.....	111

XIII.	Carga sísmica edificio de 3 niveles caso RBS.....	111
XIV.	Carga sísmica edificio de 3 niveles caso BFP .....	112
XV.	Carga sísmica edificio de 2 niveles caso RBS.....	112
XVI.	Carga sísmica edificio de 2 niveles caso BFP .....	113
XVII.	Carga sísmica edificio de 1 nivel caso RBS .....	113
XVIII.	Carga sísmica edificio de 1 nivel caso BFP.....	114
XIX.	Revisión de estabilidad edificio de 1 nivel caso BFP .....	123
XX.	Revisión de estabilidad edificio de 2 niveles caso BFP .....	124
XXI.	Revisión de estabilidad edificio de 3 niveles caso BFP .....	125
XXII.	Revisión de estabilidad edificio de 4 niveles caso BFP .....	126
XXIII.	Revisión de estabilidad edificio de 5 niveles caso BFP .....	127
XXIV.	Cálculo de factor de amplificación de derivas .....	129
XXV.	Revisión de estabilidad edificio de 1 nivel caso RBS .....	130
XXVI.	Revisión de estabilidad edificio de 2 niveles caso RBS.....	131
XXVII.	Revisión de estabilidad edificio de 3 niveles caso RBS.....	132
XXVIII.	Revisión de estabilidad edificio de 4 niveles caso RBS.....	133
XXIX.	Revisión de estabilidad edificio de 5 niveles caso RBS.....	134
XXX.	Proceso de cálculo de Sh.....	139
XXXI.	Revisión de relación de momentos marco sentido X caso BFP edificio de 2 niveles .....	141
XXXII.	Revisión de relación de momentos marco sentido X caso RBS edificio de 2 niveles .....	142
XXXIII.	Cálculo de peso de placas de momento.....	144
XXXIV.	Comparación de pesos estructurales .....	144
XXXV.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X.....	146
XXXVI.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y.....	146

XXXVII.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X .....	147
XXXVIII.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y .....	147
XXXIX.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X .....	147
XL.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y .....	148
XLI.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X .....	148
XLII.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y .....	148
XLIII.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X .....	149
XLIV.	Comparación de elementos estructurales, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y .....	149

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$b_f$	Ancho de patín.
$P_{piso}$	Carga vertical total soportada por el piso empleando combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales.
$\Delta$	Desplazamiento de entrepiso de primer orden debido a las combinaciones de cargas LRFD o ASD.
$t_w$	Espesor del alma.
$K$	Factor de longitud efectiva.
$\alpha$	Factor de ajuste para ASD/LRFD a nivel de fuerzas.
$\phi$	Factor de resistencia.
$L$	Longitud del elemento.
$L_b$	Mayor distancia no arriostrada lateralmente para ambas alas en el punto de carga.

$Z_x$	Módulo de sección plástico de la sección en torno al eje x.
$Z_y$	Módulo de sección plástico de la sección en torno al eje y.
$B_2$	Multiplicador para considerar efectos P-Delta.
$d_b$	Profundidad de viga.
$d_c$	Profundidad de columna.
$P_e$	Resistencia axial disponible.
$P_n$	Resistencia axial nominal.
$P_u$	Resistencia axial en compresión requerida usando combinaciones de carga LRFD.

## GLOSARIO

<b>ASD</b>	Diseño por esfuerzos permisibles, es una filosofía de diseño que incorpora un factor de seguridad global que reduce los valores de las resistencias sin modificar el valor de las cargas o demandas.
<b>Articulación plástica</b>	Ubicación, en el ensamblaje viga-columna, donde la disipación de energía inelástica es asumida que ocurrirá, desarrollándose como una deformación plástica.
<b>Análisis elástico</b>	Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura recupera su geometría inicial cuando se retira la carga.
<b>Arriostramiento</b>	Miembro o sistema que proporcione rigidez y resistencia para limitar los movimientos fuera del plano de otro miembro en un punto de arriostramiento.
<b>Conexión RBS</b>	<i>Reduce beam section</i> (sección de viga reducida). Es una conexión que consiste en realizar una reducción en el elemento viga y así garantizar que la articulación plástica se forme en la zona de la reducción de sección de la viga.

<b>Conexión BFP</b>	<i>Bolted flange plate</i> (placa pernada). Es una conexión que consiste en placas de momento pernadas a los patines superior e inferior de la viga, adicionalmente posee una placa de corte pernada al alma de la viga.
<b>Conexión pernada</b>	Tipo de conexión que utiliza pernos para unir entre sí los diferentes elementos que componen una estructura.
<b>Deriva</b>	Desplazamiento relativo de entrepiso.
<b>Deriva de entrepiso</b>	Deformación transversal en el extremo superior de entrepiso relativo al extremo inferior del mismo.
<b>Estabilidad</b>	Condición en que la carga de un componente estructural, marco o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos.
<b>Estructura metálica</b>	Es una estructura que está conformada por elementos comúnmente de acero, los cuales cumplen la función de transferir todos los esfuerzos o demandas a los cimientos.
<b>LFRD</b>	Diseño por factores de carga y resistencia, es una filosofía de diseño basada en la mayoración de las cargas de diseño o demandas y la minoración de las capacidades o resistencias de los materiales

utilizando para esto factores mayores o menores que la unidad, según sea el caso.

**Perfil WF**

Perfil estructural *wide flange* (patín ancho).



## **RESUMEN**

En todo proyecto de ingeniería se busca siempre la optimización, en ese sentido y centrándonos en proyectos de construcción de estructuras en acero, podemos hablar de la optimización de la estructura misma y su comportamiento ante las diferentes solicitudes a las que será sometida, la optimización de tiempos de fabricación de conexiones, el montaje y demás procesos que se lleven a cabo en un proyecto, pero cada una de estas operaciones repercute en los costos del mismo, este tema es de vital importancia también y esa es la esencia de la ingeniería, poder crear obras que sean funcionales, seguras y económicas.

Luego de la estructuración de los elementos de viga columna y demás elementos que se utilicen en una estructura, se llega al punto en el cual se deberá elegir la conexión o conexiones viga columna que se adapten a las necesidades, ya que, en ocasiones, por temas arquitectónicos se desean conexiones de un tipo específico que podrían ser conexiones pernadas o soldadas, es en este punto en el cual el diseñador aplicará su criterio para elegir la conexión que satisfaga los chequeos necesarios en el proceso de diseño y es de acá de donde parte el análisis del presente trabajo, la determinación de qué conexión precalificada, dentro de las dos que se compararán, resulta ser óptima.

En esencia, el problema fundamental que se plantea resolver es el criterio de optimización al momento de diseñar marcos en acero para las condiciones particulares del presente trabajo, marcos especiales resistentes a momento utilizando conexiones precalificadas RBS y BFP.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Analizar y comparar marcos especiales resistentes a momento en las mismas condiciones y características desde un nivel hasta cinco niveles, utilizando dos tipos de conexiones precalificadas, BFP (bolted flange plate) y RBS (reduce beam section).

### **Específicos**

1. Determinar y comparar el peso de acero estructural entre las estructuras con conexiones BFP y conexiones RBS en los casos de edificios de uno a cinco niveles.
2. Comparar las dimensiones de elementos estructurales entre las estructuras con conexiones BFP y conexiones RBS en los casos de edificios de un nivel a cinco niveles.
3. Determinar qué factores son los que gobiernan el diseño de las estructuras con conexiones BFP y conexiones RBS en los casos de edificios de un nivel a cinco niveles.
4. Determinar la tendencia del peso de acero estructural, en función del tipo de conexión utilizada (RBS y BFP) en los casos de edificios de un nivel a cinco niveles.

5. Determinar el tipo de conexión (RBS y BFP) que es más adecuada para el caso de edificios de uno hasta cinco niveles.

## INTRODUCCIÓN

La utilización de las estructuras de acero, en la actualidad, está cobrando un auge importante en proyectos ingenieriles de diferente índole, por lo cual es importante que el conocimiento de todo lo concerniente a las mismas se amplíe tanto en el medio profesional como en el medio estudiantil en nuestro país.

Los marcos SMF, es decir, la clasificación de marcos especiales resistentes a momento en aquellos que deben desarrollar deformaciones inelásticas por medio de la formación de articulaciones plásticas en vigas, las cuales deben tener alta ductilidad controlada por pandeo local en el alma y torsión en los patines de la viga. El criterio columna fuerte viga débil, que se refiere a que la capacidad de momentos desarrollados en columnas sea mayor que en vigas. Ya que, caso contrario, la disipación de energía se localizará en columnas llevando al colapso del piso o de la estructura completa.

Guatemala se encuentra en una región altamente sísmica, razón por la cual, en el medio usualmente a los marcos con entrepisos con diafragma se los categoriza como marcos especiales resistentes a momento (SMF) por lo tanto se requiere que las conexiones viga columna sean precalificadas.

Entre la amplia gama de conexiones precalificadas que existen, el presente trabajo busca comparar conexiones que son utilizadas en Guatemala y que son manejadas por los diseñadores, debido al conocimiento y experiencia que tienen con las mismas. Asimismo, el presente trabajo busca ser una herramienta para poder determinar qué estructura resulta ser más pesada utilizando los dos tipos de conexiones y por consiguiente cuál es más costosa.

La demanda estructural de las estructuras podría apuntar a que las dos son convenientes, pero se busca obtener una estructura que sea económica, además de tener la capacidad estructural que se requiere.

## **1. ANTECEDENTES**

### **1.1. Utilización del acero a través de la historia**

El acero, como material de construcción, ha estado presente en Guatemala a través de los años, sin embargo, muchas veces de manera empírica, los talleres de herrería han experimentado no solo con trabajos propios de la herrería tradicional, sino que existen talleres que ofrecen servicios de fabricación de estructuras metálicas. Podríamos hacer una analogía a lo que ocurre con la mampostería tradicional en nuestro país, la experiencia de los constructores empíricos es aplaudible, sin embargo, sabemos que las estructuras poseen categorías o clasificaciones que las hacen ser importantes o esenciales y por lo tanto no se debe escatimar en el proceso de diseño y en todas las condiciones a las cuales dichas estructuras estarán expuestas. A pesar de lo anteriormente expuesto, los edificios que entran en la categoría de marcos estructurales para usos como oficinas o apartamentos son proyectos que sí llevan un proceso de diseño que se apega a los códigos internacionales y nacionales.

Es importante tener claro cómo se comenzó a utilizar el acero a través de la historia, ya que, obviamente bajo la influencia extranjera de países desarrollados es que se ha implementado en Guatemala.

Como lo señala McCormac/Csernak, aunque el primer metal que usaron los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce (hecho a base de cobre, estaño y algunos otros aditivos), los avances más importantes en el desarrollo de los metales han ocurrido en la fabricación y

uso del hierro y de su famosa aleación llamada acero. Actualmente el hierro y el acero comprenden casi el 95 % en tonelaje de todos los metales producidos en el mundo. A pesar de los esfuerzos de los arqueólogos durante muchas décadas, no ha sido posible descubrir cuándo se usó el hierro por primera vez. Los arqueólogos encontraron una daga y un brazalete de hierro en la Gran Pirámide de Egipto y afirman que la edad de éstos era por lo menos de 5,000 años. El uso del hierro ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos más remotos y probablemente la seguirá teniendo en los siglos venideros. Desde el principio de la Edad de Hierro, alrededor del año 1 000 a.C., el progreso de la civilización en la paz y en la guerra ha dependido mucho de lo que el hombre ha sido capaz de hacer con el hierro. (2013:4)

Según McCormac/Csernak el primer acero seguramente se obtuvo cuando los otros elementos necesarios para producirlo se encontraron presentes por accidente cuando se calentaba el hierro. Con el paso de los años, el acero se fabricó muy probablemente calentando hierro en contacto con carbón vegetal. La superficie del hierro absorbió algo de carbono del carbón vegetal que luego se martilló en el hierro caliente. Al repetir este proceso varias veces, se obtuvo una capa exterior endurecida de acero. De esta manera se produjeron las famosas espadas de Toledo y Damasco.

El primer proceso para producir acero en grandes cantidades fue bautizado en honor de Sir Henry Bessemer de Inglaterra. Recibió una patente inglesa para su proceso en 1855, pero sus esfuerzos para conseguir una patente en Estados Unidos en 1856 no tuvieron éxito, ya que se demostró que William Kelly de Eddyville, Kentucky, había producido acero mediante el mismo proceso siete años antes de que Bessemer solicitara su patente inglesa. Kelly recibió la patente, pero se usó el nombre de Bessemer para el proceso. Kelly y

Bessemer se percataron de que un chorro de aire a través del hierro fundido quemaba la mayor parte de las impurezas en el metal. Desafortunadamente, también el chorro de aire eliminaba algunos elementos provechosos como el carbono y el manganeso. Después se aprendió que esos elementos podían restituirse añadiendo hierro especlar, que es una aleación de hierro, carbono y manganeso. Se aprendió además que, al agregar piedra caliza en el convertidor, podía removerse el fósforo y la mayor parte del azufre.

Antes de que fuese desarrollado el proceso Bessemer, el acero era una aleación costosa usada principalmente para fabricar cuchillos, tenedores, cucharas y ciertos tipos de herramientas de corte. El proceso Bessemer redujo los costos de producción por lo menos en un 80 % y permitió por primera vez la producción de grandes cantidades de acero. El convertidor Bessemer se usó en Estados Unidos hasta principios de este siglo, pero desde entonces se ha reemplazado con mejores métodos como el proceso de solera abierta y el de oxígeno básico. Gracias al proceso Bessemer, en 1870 ya se podía producir en grandes cantidades acero estructural al carbono, y por 1890 el acero era el principal metal estructural usado en Estados Unidos.

Actualmente, la mayor parte de los perfiles y las placas de acero estructural que se producen en Estados Unidos se hacen fundiendo la chatarra de acero. Ésta se obtiene de automóviles viejos y de la chatarra de los perfiles estructurales, así como de refrigeradores, motores, máquinas de escribir, resortes de camas y otros artículos similares de desecho. El acero fundido se vierte en moldes que tienen aproximadamente las formas finales de los miembros. Las secciones resultantes, que se hacen pasar por una serie de rodillos para comprimirlos hasta su forma final, tienen mejor superficie y menores esfuerzos residuales que el acero recién hecho.

Los perfiles se pueden procesar más mediante el rolado en frío, la aplicación de diversos recubrimientos, y tal vez mediante el proceso de recocido. Mediante este proceso, el acero se calienta a un rango intermedio de temperatura (por ejemplo, 1 300-1 400 °F), se le mantiene a esta temperatura por varias horas, y luego se le deja enfriar lentamente a la temperatura ambiente. El recocido conduce a un acero que tiene menor dureza y fragilidad, pero mayor ductilidad. El término hierro dulce se refiere al hierro con un contenido muy bajo de carbono (0.15 %), mientras que al hierro con un contenido muy alto de carbono (2 %) se le llama hierro colado. Los aceros se encuentran entre el hierro colado y el hierro dulce y tienen un contenido de carbón en el rango de 0.15 % al 1.7 %. (2013:5)

El primer uso del metal para una estructura grande tuvo lugar en Shropshire, Inglaterra (aproximadamente a 140 millas al noroeste de Londres) en 1779, ahí se construyó con hierro colado el puente Coalbrookdale en forma de arco de 100 pies de claro sobre el Río Severn. Se dice que este puente (que aún está en pie) fue un hito en la historia de la ingeniería porque cambió el curso de la Revolución Industrial al introducir al hierro como material estructural. Supuestamente este hierro era cuatro veces más fuerte que la piedra y treinta veces más que la madera. Muchos otros puentes de hierro colado se construyeron en las décadas siguientes, pero después de 1840 el hierro dulce (más maleable) comenzó a reemplazar al hierro colado. El desarrollo del proceso Bessemer y los avances subsecuentes, como el proceso de solera abierta, permitió la fabricación de acero a precios competitivos, lo que estimuló el casi increíble desarrollo del acero estructural que ha tenido lugar en los últimos 120 años. (2013:7)

## **1.2. Tipologías estructurales**

Según la norma AGIES NSE-7.5 considera las siguientes tipologías estructurales en acero:

### **1.2.1. Tipologías AD**

Son tipologías que para poder ser utilizadas requieren desarrollar alta capacidad post elástica (alta ductilidad); estas tipologías están calificadas como especiales en los documentos de referencia.

### **1.2.2. Tipologías DI**

Son tipologías que únicamente desarrollan capacidad post elástica intermedia (ductilidad intermedia); estas tipologías están calificadas como intermedias en los documentos de referencia.

### **1.2.3. Tipologías BD**

Son tipologías que únicamente son capaces de desarrollar capacidades post elásticas muy limitadas (baja ductilidad); estas tipologías están calificadas como ordinarias en los documentos de referencia. (2020:3-1)

## **1.3. Nivel de protección sísmica**

La norma AGIES NSE-2, en el capítulo 4, específicamente en la tabla 4.2.2-1, muestra el nivel de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño, en función del Índice de Sismicidad y la clasificación de obra.

**Tabla I. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io= 4	E	D	D	C
Io= 3	D	C	C	B
Io= 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: NSE2, AGIES Demandas estructurales y condiciones de sitio. p 4-2.

## **1.4. Sistemas estructurales**

La norma AGIES NSE-7.5, en el capítulo 4.3.2, cita que, para edificios y estructuras con configuraciones similares a edificios, y estructuras que no son edificios, se reconocen los siguientes sistemas estructurales:

### **1.4.1. Sistema E**

Marcos con uniones resistentes a momentos flectores; la estabilidad lateral no depende de configuraciones trianguladas ni debe haber algún arriostre o pared que interfiera con la acción lateral de marco.

### **1.4.2. Sistema E3**

Marcos arriostrados; algunos o todos los marcos incorporan riostras diagonales que generan configuraciones trianguladas; la resistencia lateral proviene de las riostras diagonales funcionando en compresión-tracción; la

resistencia lateral puede provenir también de muros de concreto, muros de cortante de mampostería, de concreto reforzado o de placa de acero.

#### **1.4.3. Sistema E4**

Sistemas duales; a diferencia del sistema E3, la resistencia lateral se encuentra proporcionada por marcos resistentes a momento y marcos arriostrados; siendo la acción de marco capaz de resistir el 25 por ciento de la carga lateral sin la ayuda de los marcos arriostrados.

#### **1.4.4. Sistema E6**

Estructuras en voladizo vertical, también llamadas estructuras en péndulo invertido.

#### **1.4.5. Sistema E7**

Estructuras que, debido a su configuración estructural, distribución de la masa sísmica y a la ausencia de diafragmas rígidos, no pueden ser catalogadas como edificios. Esta categoría tiene a su vez dos subcategorías: estructuras similares a edificios y estructuras no similares a edificios.



## **2. PROPIEDADES DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO**

Para poder conocer las razones por las cuales en un proyecto se elige trabajar con acero es necesario conocer las propiedades del mismo ya que al igual que con cualquier otro material, hay ventajas y desventajas, previo a esto se puede mencionar: la resistencia, la versatilidad y la reducción en tiempos de ejecución, debido a que es posible fabricar los elementos y uniones en el taller y ser colocados en obra con facilidad, debido a esto es que podemos observar que no solo se limita a las construcciones de edificios, sino, en la actualidad y también desde años atrás se ha utilizado en construcción de obras de infraestructura vial, como puentes.

McCormac/Csernak señalan las siguientes ventajas y desventajas del acero como elemento estructural:

### **2.1. Ventajas**

La mayor parte de las ventajas del acero en estructuras están ligadas a las propiedades mecánicas que posee con relación al peso por unidad. A continuación, se presenta algunas ventajas que posee el acero.

#### **2.1.1. Alta resistencia**

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

### **2.1.2. Uniformidad**

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

### **2.1.3. Elasticidad**

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

### **2.1.4. Durabilidad**

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

### **2.1.5. Ductilidad**

La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros estructurales

sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras.

#### **2.1.6. Tenacidad**

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Ésta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

#### **2.1.7. Ampliaciones de estructuras existentes**

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes, y con frecuencia se pueden ampliar los puentes de acero.

#### **2.1.8. Propiedades diversas**

Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son: a) gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión simple, como son la soldadura y los pernos; b) posibilidad de prefabricar los miembros; c) rapidez de montaje; d) capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas; e) es posible utilizarlo nuevamente después de desmontar una estructura; y f) posibilidad de venderlo como chatarra, aunque

no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material reciclabl por excelencia.

## **2.2. Desventajas**

Entre las desventajas resaltan los costos de mantenimiento que se hacen necesarios para prolongar la vida útil del acero que está ligado a su composición química y la vulnerabilidad ante la humedad. Esta y otras desventajas se presentan a continuación.

### **2.2.1. Corrosión**

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones tiende a eliminar este costo. Aunque los aceros intemperizados pueden ser bastante efectivos en ciertas situaciones para limitar la corrosión, hay muchos casos donde su uso no es factible.

En algunas de estas situaciones, la corrosión puede ser un problema real. Por ejemplo, las fallas por corrosión fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede reducirse apreciablemente cuando los miembros se usan en ambientes químicos agresivos y sometidos a cargas cíclicas.

### **2.2.2. Costo de la protección contra el fuego**

Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios devastadores en inmuebles vacíos en los que el único material combustible es el mismo inmueble. Además, el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes, y el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad del código de construcciones de la localidad en que se halle.

### **2.2.3. Susceptibilidad al pandeo**

Cuento más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen. Esto tiende a reducir su economía.

### **2.2.4. Fatiga**

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo,

o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.) En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.

#### **2.2.5. Fractura frágil**

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil. (2013:1-4)

### **2.3. Perfiles de acero y materiales**

Se describen a continuación los perfiles que son parte de la presente investigación y que son comúnmente utilizados en el medio, es decir, los perfiles, placas y pernos comerciales.

#### **2.3.1. Vigas W**

En Guatemala es común la utilización de vigas W en estructuras de acero de marcos de acero del tipo especial e intermedio, tanto para elementos viga o bien para elementos columna. Existen diversos fabricantes que las elaboran siguiendo los estándares internacionales de geometría peso y demás características. Según Vinnakota Sriramulu, un perfil de patín ancho tiene dos elementos rectangulares horizontales llamados patines, un elemento rectangular vertical denominado alma, conectados por filetes o radios.

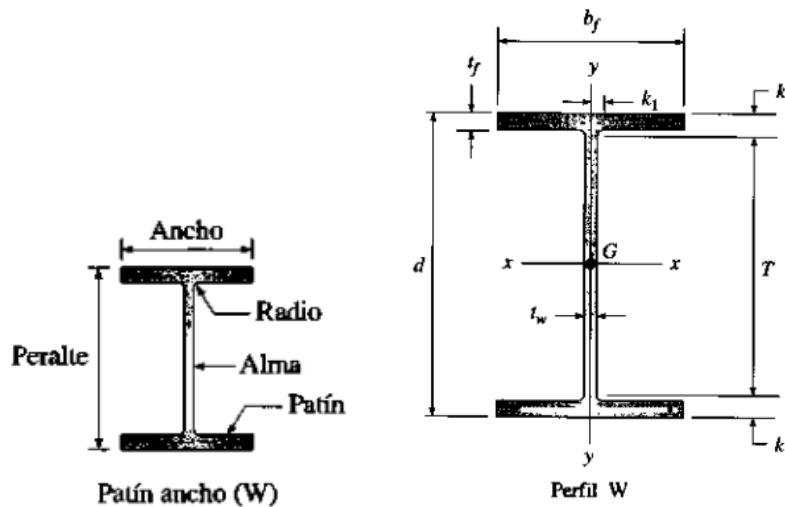
La sección transversal tiene dos ejes de simetría. Estos perfiles tienen un peralte igual o mayor que el ancho del patín, y su espesor, por lo general es mayor que el del alma. Las superficies interiores y exteriores de los patines inferior y superior son paralelas. El perfil de patín ancho se identifica por el símbolo alfabético W, seguido por el peralte nominal en pulg y el peso en libras por pie lineal de largo (plf). Por lo tanto, la designación W14x145 representa una sección de patín ancho que de manera nominal tiene 14 pulg de peralte (el peralte total real equivale a 14.8 pulg) cuyo peso es de 145 plf, en tanto que W14x808 representa una sección de patín ancho también con peralte de 14 pulg (pero el peralte real ahora es 22.8 pulg) y su peso es de 808 plf.

Por lo tanto, los peraltes reales de los perfiles de patín ancho varían dentro de cualquier agrupamiento de peralte nominal dado, sin embargo, la dimensión T, distancia entre los extremos de los radios superior e inferior del alma, permanecen constantes. Esto es resultado del proceso de laminado, pues durante la fabricación solo se usan rodillos interiores de la misma medida para todas las secciones de un peralte de alma nominal dada. Las diversas secciones en un agrupamiento de peralte nominal resultan de cambios que se den, según sea el espacio entre los juegos de rodillos, lo que permite que difieran los espesores de patín y de alma.

Los perfiles W laminados con anchos de patín más o menos iguales a sus peraltes se conocen como perfiles de columna (W8, W10, W12 y W14), y son bastante eficientes para este tipo de miembro. Las series W12 y W14, con pesos entre 40 y 808 plf se utilizan principalmente para columnas en edificios altos. Los perfiles W con ancho de patín menor que el peralte se conocen como perfiles de viga. El intervalo de peraltes va de 4 pulg hasta 44 pulg, y sus pesos varían de 9 a 798 plf. Los perfiles de patín ancho son las secciones laminadas

que se utilizan con más frecuencia, y su configuración comprende casi 50 % del tonelaje actual de los perfiles de acero estructural laminado. (2006:23-24)

**Figura 1. Geometría de vigas W**



Fuente: VINNAKOTA, Sriramulu. Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. p. 22 y 23.

### 2.3.2. Pernos

Existe en el medio una amplia gama de pernos, también llamados tornillos, cuyas especificaciones están dadas por normas internacionales y su utilización variará dependiendo del tipo de estructura a la cual pertenezcan, según McCormac/Csernak. Los pernos sin tornear también se denominan tornillos ordinarios o comunes. La ASTM designa a estos tornillos como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 1/2 a 1 1/2 plg en incrementos de 1/8 plg.

Los tornillos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Como tienen relativamente grandes tolerancias en el vástago y en las dimensiones de la cuerda, sus resistencias de diseño son menores que las de los remaches o de los tornillos de alta resistencia. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios (tales como largueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, entre otras).

Los proyectistas a veces son culpables de especificar tornillos de alta resistencia en conexiones para las que los tornillos ordinarios serían satisfactorios. La resistencia y ventajas de los tornillos ordinarios se subestimaron en el pasado. El análisis y diseño de las conexiones con tornillos A307 se efectúan exactamente igual que en las conexiones remachadas, excepto que los esfuerzos permisibles son ligeramente diferentes.

Los tornillos de alta resistencia se hacen a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados y tienen resistencias a la tensión de dos o más veces las de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los tornillos A325 (hechos con acero al carbono mediano tratado térmicamente) y los tornillos A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado). Los tornillos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta rascacielos y puentes monumentales.

Estos tornillos se desarrollaron para superar la debilidad de los remaches (principalmente la tensión insuficiente en el vástago una vez enfriados). Las

tensiones resultantes en los remaches no son suficientemente grandes para mantenerlos en posición durante la aplicación de cargas de impacto o vibratorias. El resultado es que los remaches se aflojan, vibran y a la larga tienen que reemplazarse. Los tornillos de alta resistencia se pueden apretar hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

Algunas veces se necesitan tornillos de alta resistencia con diámetros y longitudes mayores que los disponibles en tornillos A325 y A490. Si se les requiere con diámetros mayores que 1½ plg o longitudes mayores que 8 plg, pueden usarse tornillos A449, así como pernos roscados A354. Para pernos de anclaje se prefieren pernos roscados ASTM F1554. (2013:390-391)

### **2.3.3. Placas**

Según Vinnakota Sriramulu, las barras planas, las placas, las tiras y las planchas, todas de sección transversal rectangular, se fabrican en muchos anchos y espesores. Históricamente, una forma plana se ha clasificado como barra si su ancho es menor o igual a 8 pulg y como placa si su ancho es mayor que 8 pulg. Una barra plana, por lo regular se designa con el ancho antes del espesor; por ejemplo, una barra de 6 x 5/8. A la inversa, una placa, por lo general se designa con el espesor primero, como en una placa de ½ x 9. Las barras planas son laminados entre rodillos horizontales y verticales, y partidas a la longitud deseada mediante división o corte con soplete en los extremos.

Las placas son producidas a partir de planchas que prensa el metal caliente entre los rodillos cilíndricos lisos ajustados para formar el ancho y espesor requeridos. Las placas de molino universal (UM) son laminadas en

molinos que, además de los rodillos horizontales, tienen un juego de rodillos verticales que proporcionan bordes relativamente suaves y rectos. Tales placas son divididas sólo a la longitud deseada. Las placas cortadas se laminan entre rodillos horizontales y se recortan (divididas o cortadas con soplete) en sus cuatro bordes.

El ancho máximo de las placas UM es de 60 pulg y para placas cortadas es de 200 pulg. De preferencia, los espesores de las placas se especifican en incrementos de 1/16 de pulg para  $t \leq 3/8$  de pulg, 1/8 de pulg para  $3/8 < t \leq 1$  pulg, y  $1/4$  de pulg para  $t > 1$  pulg. De hecho, es necesario mencionar que hay muy poca, o ninguna, diferencia estructural entre barras planas y placas. En consecuencia, placa se ha convertido actualmente en un término aplicado en forma universal, y una PL 3/8x5x1' 6", por ejemplo, debiera ser fabricada de placas o barras en almacén. (2006:26)

## **2.4. Soldaduras**

Dentro de las conexiones precalificadas para estructuras de acero se encuentran aquellas que se realizan por medio de soldadura, la mayoría de diseñadores prefieren o se inclinan por la utilización de conexiones pernadas, esto debido a que es difícil en ocasiones asegurar la calidad de la mano de obra que realiza dicho trabajo y además ha existido cierto temor de que la soldadura no resista esfuerzos de fatiga, sin embargo, no es imposible, lo anterior ocurre con conexiones que son totalmente soldadas, sin embargo, hay conexiones precalificadas que utilizan pernos y a la vez soldadura, por lo cual es importante conocer las características y en qué consiste la soldadura de elementos en las estructuras de acero.

Como lo indica McCormac/Cserna actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que los temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo. Algunas de las muchas ventajas de la soldadura se presentan en los siguientes párrafos:

- Para la mayoría de los proyectistas, la primera ventaja es la economía, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puentes es posible ahorrar hasta un 15 % o más del peso de acero con el uso de la soldadura.
- La soldadura tiene un área de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Considere una columna de tubo de acero y las dificultades para conectarla a los otros miembros de acero, con remaches o tornillos. Una conexión remachada o atornillada puede resultar virtualmente imposible, pero una conexión soldada presentará pocas dificultades. El lector puede apreciar muchas otras situaciones similares, donde la soldadura tiene decidida ventaja.
- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Frecuentemente, las conexiones con remaches o tornillos se realizan a menudo mediante ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa. Por otra parte, la mayor rigidez puede ser una desventaja donde se tienen conexiones de

extremo simples con baja resistencia a los momentos. En tal caso, el calculista debe tener cuidado de especificar el tipo de junta.

- El proceso de fusionar las partes por unir hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza, y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones. Esta ventaja de la continuidad ha permitido el montaje de un sinfín de estructuras de acero estáticamente indeterminadas, esbeltas y agraciadas en todo el mundo. Algunos de los más prominentes defensores de la soldadura se han referido a las estructuras remachadas y atornilladas, con sus pesadas placas y gran número de remaches o tornillos, como semejantes a tanques o carros blindados, al compararlas con las limpias y suaves líneas de las estructuras soldadas.
- Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo) si se usa soldadura. En relación con esta ventaja se tiene el caso de las reparaciones realizadas con soldadura en equipo militar en condiciones de batalla durante las décadas pasadas.
- Otro detalle que a menudo es importante es lo silencioso que resulta soldar.
- Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra. (2013:470-471)

#### **2.4.1. Tipos de soldaduras**

McCormac/Cserna en el libro Diseño de estructuras de acero, clasifica las soldaduras basándose en tipo de soldadura, posición y en el tipo de junta que se use. A continuación, se detallan dichas clasificaciones según McCormac/Cserna.

Los dos tipos principales de soldaduras son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca, que no son comunes en el trabajo estructural. Las soldaduras de filete son aquellas que se hacen con las partes que se traslanan una sobre otra. También pueden usarse en juntas te. Las soldaduras de filete son las de uso más económico, ya que es necesaria poca preparación de las partes que se van a conectar. Además, los soldadores que tienen menos experiencia pueden hacerlas muy bien en comparación con aquellas que se requieren para buenos trabajos con otros tipos de soldaduras.

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete (aproximadamente el 80 %). Cualquier persona que haya tenido experiencia en estructuras de acero entenderá por qué las soldaduras de filete son más comunes que las soldaduras de ranura. Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano. Usarlas en cualquier situación implicaría un ensamblaje prefecto de los miembros por conectar, cosa que lamentablemente no sucede en la estructura de acero común y corriente.

Muchos lectores han visto a los operarios tirando y golpeando miembros de acero para ponerlos en posición. Cuando se pueden traslapar los miembros

de acero, se permiten tolerancias mayores en el montaje, siendo las soldaduras de filete las que se utilizan. Sin embargo, las soldaduras de ranura son bastante comunes en muchas conexiones, tales como los empalmes en columnas y las conexiones a tope de patines de vigas a columnas, entre otros., y constituyen alrededor del 15 por ciento de las soldaduras estructurales.

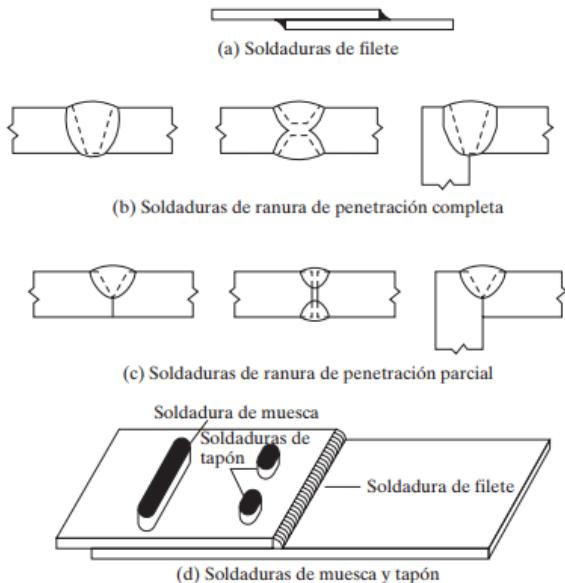
Las soldaduras de ranura pueden ser de penetración completa, que se extienden sobre todo el espesor de las partes conectadas o de penetración parcial, que se extienden sólo en parte del espesor de los miembros. Las soldaduras de ranura son generalmente más caras que las soldaduras de filete debido a los costos de preparación. De hecho, las soldaduras de ranura pueden costar entre 50 a 100 por ciento más que las soldaduras de filete.

Una soldadura de tapón es una soldadura circular que atraviesa a un miembro hasta llegar a otro, uniéndolos de esta manera. Una soldadura de muesca es una soldadura formada en una muesca o agujero alargado, que une un miembro con otro a través de la muesca. El material de la soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca. Estos onerosos tipos de soldaduras se pueden utilizar cuando los miembros se traslanan y no se tiene la longitud del filete de soldadura. También se pueden utilizar para unir partes de un miembro, como en el caso de tener que fijar las cubre placas en un miembro compuesto.

Las soldaduras de tapón y las de muescas no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendiculares a la superficie de contacto, ya que generalmente no hay mucha penetración de la soldadura en el miembro situado detrás del tapón o la muesca y el hecho es que la resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

Algunos proyectistas estructurales consideran satisfactorias las soldaduras de tapón y de muesca para conectar las diferentes partes de un miembro, pero otros no las consideran adecuadas para transmitir fuerzas cortantes. La penetración de las soldaduras de muesca o de tapón en los otros miembros es dudosa; y además puede haber poros críticos en las soldaduras que no se detectan con los procedimientos comunes de inspección.

Figura 2. **Tipos de soldaduras estructurales**



Fuente: McCormac/Cserna. *Diseño de estructuras de acero*. p. 478.

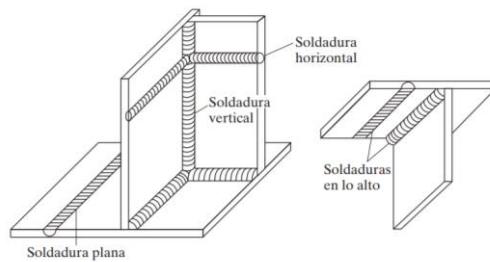
#### 2.4.2. Posición

Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realizan como: planas, horizontales, verticales y en la parte superior o sobre cabeza, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas. Un buen soldador puede realizar una soldadura plana en forma muy

satisfactoria, pero sólo los mejores soldadores pueden hacerla en la parte superior.

Aunque las soldaduras planas pueden hacerse con una máquina automática, gran parte de la soldadura estructural se realiza a mano. Se ha indicado previamente que no es necesaria la fuerza de la gravedad para efectuar buenas soldaduras, pero sí puede acelerar el proceso. Los glóbulos de los electrodos fundidos pueden forzarse hacia los cordones de soldadura depositados sobre la parte superior y resultan buenas soldaduras, pero el proceso es lento y caro, por lo que debe evitarse esta posición siempre que sea posible.

Figura 3. **Posiciones de soldaduras estructurales**

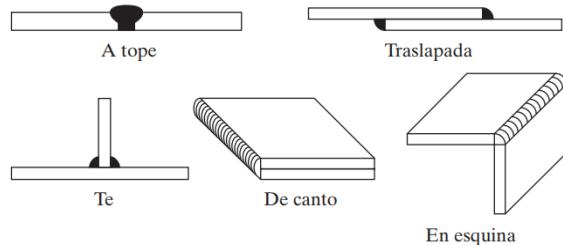


Fuente: McCormac/Cserna. *Diseño de estructuras de acero*. p. 480.

#### 2.4.3. **Tipos de juntas**

Las soldaduras también se pueden clasificar de acuerdo con el tipo de junta usada: a tope, traslapada, en te, de canto, en esquina, etc. (2013:478-480)

**Figura 4. Tipos de juntas de soldaduras estructurales**



Fuente: McCormac/Cserna. *Diseño de estructuras de acero*. p. 480.

#### 2.4.4. Símbolos de soldadura

La simbología que se utiliza para representar los diferentes tipos de soldaduras que existen está estandarizado por parte de La Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society) y es importante debido a que la información de los planos de diseño y taller deben ser claros en cuanto a los tipos de soldadura que se necesitan en los diferentes casos o uniones que se pueden dar en una estructura, al estar estandarizado no habrá diferencia alguna en cuanto a tener planos que estén elaborados en nuestro país o bien planos que vengan de otro, país incluso en otro idioma.

Según Vinnakota, Sriramulu, los elementos básicos del sistema son símbolos que describen gráficamente los diferentes tipos de soldadura. Se puede integrar cualquier combinación de estos símbolos para representar cualquier situación dad que se encuentre en una unión soldada. Otro símbolo básico es una línea horizontal, llamada línea de referencia, con la información sobre el tipo, tamaño, longitud y paso de la soldadura colocada en ella o debajo de ella. En un extremo de la línea de referencia existe una flecha inclinada apuntando a la unión o miembro a soldar.

El lado de la unión al que apunta la flecha, se denomina lado cercano, y al otro lado de la unión se le llama lado lejano. La flecha para una soldadura de bisel o tipo J, apunta con un quiebre definido en dirección al elemento que debe ser preparado. (2006:248)

**Figura 5. Simbología de soldaduras**

Juntas soldadas precalificadas										
			Símbolos básicos de soldadura							
Posterior	Filete	Tapón o ranura	Ranura o a tope							
			Cuadrado	V	Bisel	U	J	Ensanchamiento en V	Ensanchamiento de bisel	
				▽	▽	▽	▽	▽	▽	
Símbolos complementarios de soldadura										
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno		Véase AWS A2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura				
		□	—	—	—	—	—	—	—	
Posición estándar de los elementos de un símbolo de soldadura										
Nota:										
Tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la posición de la flecha alteran esta regla. El lado perpendicular de los símbolos □, ▽, ▽, ▽, debe estar a la izquierda. Las dimensiones de las soldaduras de filete deben mostrarse tanto en el lado con la flecha como en otro lado. Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura, a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente. Estos símbolos no se refieren explícitamente al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras, en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque del material en detalle se detecte la existencia de un miembro en el lado alejado, así como en el lado cercano, la soldadura mostrada para el claro cercano se duplicará para el lado alejado.										

Fuente: McCormac/Cserna. Diseño de estructuras de acero. p. 481.



### **3. MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO SMF SEGÚN LA SECCIÓN E3 DEL CÓDIGO AISC 341-16**

Según el código AISC-341-16 se espera que los SMF diseñados de acuerdo con estas disposiciones proporcionen una importante capacidad de deformación inelástica a través de la flexión de las vigas de los SMF y de la elasticidad limitada de las zonas de los paneles de las columnas, o, cuando se demuestre un comportamiento equivalente del sistema de pórtico de momento mediante análisis y ensayos justificados, a través de la elasticidad de las conexiones de las vigas con las columnas. Salvo que se permita lo contrario en esta sección, las columnas se diseñarán para que sean más resistentes que las vigas o viguetas totalmente cedidas y endurecidas por deformación. Se permite la deformación por flexión de las columnas en la base. El diseño de las conexiones de las vigas con las columnas, incluyendo las zonas de paneles y las placas de continuidad, se basará en ensayos de conexión que proporcionen el rendimiento requerido por la sección E3.6b y demostrar esto conforme se requiere en la sección E3.6c.

Las secciones E3.6b y E3.6c se encuentran en las páginas 9.1-44 y 9.1-45 del AISC 341-16

#### **3.1. Análisis**

En el caso de los sistemas de marcos de momento especiales que consisten en bastidores planos aislados, no hay requisitos de análisis adicionales.

Para los sistemas de pórticos de momento que incluyen columnas que forman parte de dos pórticos de momento especiales que se cruzan en direcciones ortogonales o multiaxiales, el análisis de las columnas de la sección E3, 4a deberá considerar el potencial de fluencia de la viga en ambas direcciones ortogonales simultáneamente.

La sección E3, 4a se encuentra en la página 9.1-40 de AISC 341-16

### **3.2. Requisitos del sistema**

Cada sistema estructural tiene limitantes que deben ser respetados de tal manera que se produzcan estructuras que se comporten de la manera esperada.

#### **3.2.1. Relación de momentos**

En las uniones entre vigas y columnas deberá cumplirse la siguiente relación:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0 \quad (1)$$

Donde:

$\sum M^*_{pc}$  = suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas (incluidas las cartelas, si se utilizan) por encima y por debajo de la junta a la línea central de la viga con una reducción para la fuerza axial en la columna, kip-in. (N-mm). Se permite determinar  $\sum M^*_{pc}$  de la siguiente manera:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_z (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (2)$$

Cuando las líneas centrales de las vigas opuestas en la misma junta no coincidan se utilizará la línea media entre las líneas centrales.

$\sum M^*_{pb}$  = suma de las proyecciones de las resistencias a flexión esperadas de las vigas en las ubicaciones de las articulaciones plásticas a la línea central de la columna, kip-in. (N-mm). Se permite determinar  $\sum M^*_{pb}$  como sigue:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (3)$$

$A_g$  = área bruta de la columna, pulg.2 (mm<sup>2</sup>)

$F_{yb}$  = tensión de fluencia mínima especificada de la viga, ksi (MPa)

$F_{yc}$  = tensión de fluencia mínima especificada de la columna, ksi (MPa)

$M_{pr}$  = momento máximo probable en el lugar de la articulación plástica, determinado de acuerdo con ANSI/AISC 358, o como se determine en una conexión precalificada de acuerdo con la Sección K1, o en un programa de pruebas de cualificación de acuerdo con la Sección K2, kip-in. (N-mm)

$M_v$  = momento adicional debido a la amplificación del corte desde la ubicación de la articulación plástica a la línea central de la columna basada en combinaciones de carga LRFD o ASD en kip-in. (N-mm)

$P_r$  = resistencia a la compresión axial requerida según la sección D1.4a, kips (N)

$Z_c$  = módulo de sección plástica de la columna en torno al eje de flexión, pulg.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

Al respecto del requisito de la relación de momentos, según AISC 341 se permite obviar la relación que demuestra la ecuación 1 en el presente documento si se cumplen las siguientes condiciones:

- Las columnas con  $P_{rc} < 0.3P_c$  para todas las combinaciones de carga distintas de las determinadas utilizando la carga sísmica de resistencia y que satisfagan una de las siguientes condiciones:
  - Columnas utilizadas en un edificio de un piso o en el último piso de un edificio de varios pisos.
  - Columnas en las que (i) la suma de las resistencias al corte disponibles de todas las columnas exentas es inferior al 20 % de la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas de la estructura de momento en el piso que actúan en la misma dirección, y (ii) la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas exentas en cada línea de columnas de la estructura de momento dentro de ese piso es inferior al 33 % de la resistencia al corte disponible de todas las columnas de la estructura de momento en esa línea de columnas. A efectos de esta excepción, una línea de columnas se define como una única línea de columnas o líneas paralelas de columnas situadas dentro del 10 % de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.

La resistencia nominal a la compresión,  $P_c$ , se determinará como sigue:

$$P_c = F_{yc}A_g/\alpha_s \quad (4)$$

Y la resistencia axial requerida es  $P_{rc} = P_{uc}$  (LRFD) o  $P_{rc} = P_{ac}$  (ASD), según corresponda.

- Columnas en cualquier piso que tenga una relación entre la resistencia al corte disponible y la resistencia al corte requerido que sea 50 % mayor que el piso de arriba.

### **3.2.2. Arriostramiento de estabilidad de las vigas**

Las vigas se arriostrarán para satisfacer los requisitos de los elementos altamente dúctiles de la sección D1.2b.

La sección D1.2b da una forma de calcular la longitud máxima a la que se deberá arriostrar las vigas que forman parte del sistema sismorresistente, para miembros altamente dúctiles:

$$L_b = 0.095r_y E / (R_y F_y) \quad (5)$$

Además, a menos que los ensayos indiquen lo contrario, los refuerzos de las vigas se colocarán cerca de fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otros lugares en los que el análisis indica que se formará una articulación plástica durante las deformaciones inelásticas del SMF.

La colocación de los refuerzos laterales deberá ser coherente con la documentada para una conexión precalificada designada en ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de la conexión de acuerdo con la Sección K1, o en un programa de ensayos de cualificación de acuerdo con la Sección K2.

La resistencia y rigidez requeridas de los refuerzos de estabilidad adyacentes a las articulaciones plásticas serán las requeridas por la Sección D1.2c

Las secciones D1.2b y D1.2c se encuentran en el capítulo D de AISC 341-16 pagina 9.1-18.

Las secciones K1 y K2 pertenecen al capítulo K de AISC 341-16 que se encuentran en páginas 9.1-138 a 9.1-151.

### **3.2.3. Arriostramiento de estabilidad en las conexiones entre viga y columna**

Una de las características que tienen en su contra los elementos de acero es la tendencia al pandeo, esto está en función de la longitud libre sin arriostrar, esto es algo que debe considerarse no solo a nivel de elementos viga o columna sino a nivel de los elementos que componen las conexiones entre viga y columna.

#### **3.2.3.1. Conexiones arriostradas**

Cuando las almas de las vigas y de las columnas son coplanares, y se demuestra que una columna permanece elástica fuera de la zona del panel, las alas de la columna en las uniones viga-columna, se requerirá un arriostramiento de estabilidad sólo a nivel de las alas superiores de las vigas. Se permite suponer que la columna permanece elástica cuando la relación calculada mediante la ecuación 1 es superior a 2.0.

Cuando no se pueda demostrar que una columna permanece elástica fuera de la zona del panel, se aplicarán los siguientes requisitos:

- Las alas de la columna deberán estar arriostradas lateralmente en los niveles de las alas de la viga superior e inferior de la viga. Se permite que el arriostramiento de estabilidad sea directo o indirecto.
- Cada refuerzo de miembro de columna-patín se diseñará para una resistencia requerida que es igual al 2 % de la resistencia del ala de la viga disponible,  $F_y b_f t_{bf}$ , dividida por  $\alpha_s$ ,

Donde:

$b_f$  = ancho del ala, pulg. (mm)

$t_{bf}$  = espesor del ala de la viga, pulg. (mm)

### 3.2.3.2. Conexiones no arriostradas

Una columna que contenga una conexión de viga a columna sin arriostramiento de miembros transversal a la estructura sísmica en la conexión se diseñará utilizando la distancia entre los arriostramientos de los miembros adyacentes, como la altura de la columna para el pandeo transversal a la estructura sísmica y se ajustará a la especificación del capítulo H, excepto que:

- La resistencia requerida de la columna se determinará a partir de las combinaciones de carga en el código de construcción aplicable que incluye la carga sísmica de sobre resistencia.
- La carga sísmica de sobrecarga,  $E_{mh}$ , no debe exceder el 125 % de la resistencia disponible de la estructura, basada en la resistencia a la flexión disponible de la viga o en la resistencia al corte disponible de la zona de paneles.

- La esbeltez  $L/r$  de la columna no debe ser superior a 60.

Donde

$L$  = longitud de la columna, en pulg. (mm)

$r$  = radio de giro gobernante, pulg. (mm)

- La resistencia a la flexión requerida de la columna transversalmente al marco sísmico deberá incluir el momento causado por la aplicación de la fuerza del ala de la viga especificado en la sección E3.4c(1)(b), además del momento de segundo orden debido al desplazamiento resultante lateral del patín de columna.

El capítulo H de AISC 341-16 se encuentra en la página 9.1-104.

La sección E3.4c(1)(b) de AISC 341-16 se encuentra en la página 9.1-43.

### 3.3. Miembros

Se entiende por miembro a cada uno de los elementos que componen una estructura y así como el sistema en conjunto debe cumplir con ciertos requisitos, los elementos viga y columna deben cumplir con requisitos que a continuación se presentan.

#### 3.3.1. Requisitos básicos

Los elementos de vigas y columnas deberán cumplir los requisitos de la Sección D1.1 para elementos altamente dúctiles, a menos que se califique de otro modo mediante ensayos. Se permite que las vigas de acero estructural en

SMF estén compuestas por una losa de hormigón armado para resistir las cargas gravitacionales.

La sección D1.1 de la norma AISC-341-16 menciona que los elementos altamente dúctiles deberán tener sus patines conectados de forma continua al alma o a las almas, asimismo muestra las limitaciones de anchura/espesor, tanto para secciones de acero como para compuestas, en la tabla D1.1 de dicha norma.

La sección D1.1 de AISC 341-16 se encuentra en la página 9.1-13.

### **3.3.2. Patines de las vigas**

Se prohíben los cambios bruscos en el área de los patines de las vigas en las regiones de las articulaciones plásticas. No se permite la perforación de agujeros en los patines ni el recorte de la anchura de los patines de las vigas, a menos que los ensayos o cualificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar articulaciones plásticas estables para acomodar el ángulo de deriva del piso requerido. La configuración deberá ser coherente con una conexión precalificada designada en ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de la conexión de acuerdo con la Sección K1, o en un programa de pruebas de cualificación de acuerdo con la Sección K2.

La sección K1 se encuentra en la página 9.1-138 a 9.1-142.

La sección K2 se encuentra en la página 9.1-142 a 9.1-151.

### **3.3.3. Zonas protegidas**

La región de cada extremo de la viga sometida a esfuerzos inelásticos se designará como zona protegida y deberá cumplir los requisitos de la sección D1.3. La extensión de la zona protegida será la designada en ANSI/AISC 358, o la que se determine de otro modo en una precalificación de la conexión de acuerdo con la Sección K1, o como se determine en un programa de pruebas de cualificación de acuerdo con la Sección K2.

La sección D1.3 del código AISC 341-16 menciona que las discontinuidades, procedimientos de fabricación, montaje y otras fijaciones están prohibidas en la zona de un elemento de conexión designado como zona protegida. Hace además una excepción para el caso de anclajes con cabeza de acero soldado, así como otras conexiones que estén contenidas dentro de la norma AISC-358 el cual detalla lo relacionado a las conexiones precalificadas.

La sección D1.3 de AISC 341-16 se encuentra en la página 9.1-20.

## **3.4. Conexiones**

La conexión es la unión viga columna, cumple una función importante y dicha importancia dependerá del tipo de sistema que se esté trabajando, en el caso de la presente investigación son marcos especiales resistentes a momento por lo cual los requisitos o las demandas en las conexiones son de especial cuidado.

### **3.4.1. Soldaduras críticas a la demanda**

Según el código AISC-341-16 las siguientes soldaduras son soldaduras críticas a la demanda y deberán cumplir los requisitos de secciones A3.4b y I2.3:

- Soldaduras de ranura en los empalmes de las columnas.
- Soldaduras en las uniones de las columnas con la placa base.

Excepción: las soldaduras no deben considerarse críticas para la demanda cuando se cumplan las dos condiciones siguientes.

- La articulación de la columna en la placa base, o cerca de ella, queda excluida por las condiciones de restricción.
- No hay tensión neta bajo combinaciones de carga, incluyendo la carga sísmica.
- Las soldaduras de ranura de penetración completa de las alas de las vigas y las almas de las vigas a columnas, a menos que la norma ANSI/AISC 358 indique lo contrario, o que se determine lo contrario en una precalificación de la conexión de acuerdo con la Sección K1, o según determinada en un programa de ensayos de cualificación de acuerdo con la Sección K2.

La sección A3.4b de AISC 341-16 se encuentra en la página 9.1-6 y 9.1-7.

La sección K mencionada anteriormente pertenece a la norma ANSI/AISC 341 y contiene lo referente a las disposiciones de los ensayos de calificación.

Las secciones K1 y K2 pertenecen al capítulo K de AISC 341-16 que se encuentran en páginas 9.1-138 a 9.1-151.

### **3.4.2. Conexiones de viga a columna**

Las conexiones viga-columna utilizadas en el sistema sismorresistente (SFRS) deberán satisfacer los siguientes requisitos:

La conexión deberá ser capaz de acomodar un ángulo de deriva del piso de al menos 0.04 rad.

- La resistencia a la flexión medida de la conexión, determinada en la cara de la columna, deberá ser igual a un mínimo de 0.80  $M_p$  de la viga conectada a un ángulo de deriva del piso de 0.04 rad, a menos que se demuestre un comportamiento equivalente del sistema de pórtico de momentos mediante un análisis justificado conforme a las secciones ASCE/SEI 7 12.2.1.1 o 12.2.1.2, donde:

$$M_p = \text{momento plástico de flexión, kip-in. (N-mm)}$$

La sección 12.2.1.1 y 12.2.1.2 de ASCE 7-16 se encuentran en página 93.

### **3.4.3. Demostración de la conformidad**

Las conexiones vigacolumna utilizadas en el SFRS deberán satisfacer los requisitos de la sección E3.6b mediante una de las siguientes opciones.

- Uso de conexiones SMF diseñadas de acuerdo con ANSI/AISC 358.

- Uso de una conexión precalificada para SMF de acuerdo con la Sección K1.
- Presentación de los resultados de los ensayos cíclicos cualificados de acuerdo con la Sección K2. Se presentarán los resultados de al menos dos ensayos cíclicos de la conexión, que deberán estar basados en uno de los siguientes:
  - Ensayos publicados en la literatura de investigación o ensayos documentados realizados para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, dentro de los límites especificados en la sección K2.
  - Ensayos realizados específicamente para el proyecto y que sean representativos de los tamaños de los elementos del proyecto, las resistencias de los materiales, las configuraciones de conexión y los procesos de conexión correspondientes, dentro de los límites especificados en la sección K2.

Las secciones K1 y K2 pertenecen al capítulo K de AISC 341-16 que se encuentran en páginas 9.1-138 a 9.1-151.

La sección E3.6b de AISC 341-16 se encuentra en páginas 9.1-44 y 9.1-45.

#### **3.4.4. Resistencia al corte requerido**

La resistencia al corte requerido de la conexión se determinará utilizando el efecto de carga sísmica de capacidad limitada. El efecto de la carga sísmica horizontal con capacidad limitada,  $E_{cl}$ , se tomará como:

$$E_{cl} = 2M_{pr}/L_h \quad (6)$$

Donde:

$L_h$  = distancia entre las ubicaciones de las articulaciones plásticas definidas en el informe de la prueba o ANSI/AISC 358, pulg. (mm)

$M_{pr}$  = momento máximo probable en el lugar de la articulación plástica, tal como se define en Sección E3.4a, kip-in. (N-mm)

Cuando  $E_{cl}$ , tal como se define en la ecuación 6, se utiliza en combinaciones de carga ASD que son aditivos con otras cargas transitorias y que se basan en ASCE/SEI 7, el factor de combinación de 0.75 para las cargas transitorias no se aplicará a  $E_{cl}$ .

Cuando se apliquen las excepciones a la ecuación 1, el cortante,  $E_{cl}$  se permite calcular en base a los momentos extremos de la viga correspondientes a la resistencia a flexión esperada de la columna multiplicada por 1.1.

La sección E3.4a de AISC 341-16 se encuentran en páginas 9.1-40.

### 3.5. Zona del panel

La zona de panel se refiere a la parte del alma de la columna en donde pueden llegar a concentrarse importantes esfuerzos y esto hace que sea necesario revisar diferentes condiciones que pueden hacer necesario reforzar dicha zona.

### **3.5.1. Resistencia al corte requerido**

La resistencia al corte requerido de la zona del panel se determinará a partir de la suma de los momentos en las caras de las columnas, determinada mediante la proyección de los momentos esperados en los puntos de articulación plástica a las caras de las columnas. La resistencia a cortante de diseño será  $\phi_v R_n$  y la resistencia a cortante admisible será  $R_n/\Omega_v$ ,

Donde

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Y la resistencia nominal al corte,  $R_n$ , de acuerdo con el estado límite de cesión, se determina como se especifica en la sección de especificaciones J10.6. Alternativamente, el espesor requerido de la zona del panel se determinará de acuerdo con el método utilizado en la proporción de la zona del panel de la conexión ensayada o de la conexión precalificada.

Cuando se apliquen las excepciones a la ecuación 1, los momentos de la viga utilizados en el cálculo de la resistencia a cortante requerida de la zona del panel no necesitan exceder los correspondientes a la resistencia a flexión esperada de la columna multiplicado por 1.1.

La sección E3.4a habla de los requisitos del sistema y las excepciones a la ecuación de la relación de momentos, descrita en la ecuación 1 en el presente documento.

La sección E3.4a de AISC 341-16 se encuentran en páginas 9.1-40.

### **3.5.2. Espesor de la zona de paneles**

Los espesores individuales,  $t$ , del alma de la columna y de las placas de refuerzo en el alma de la columna, si se utilizan, deberán cumplir con el siguiente requisito:

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (7)$$

Donde:

$d_z = d - 2t_f$  de la viga más peraltada en la conexión, pulg. (mm)

$t$  = espesor del alma de la columna o de la placa de refuerzo en el alma de la columna individual, pulg. (mm)

$w_z$  = ancho de la zona del panel entre los patines de la columna, pulg. (mm)

Cuando se utilizan soldaduras de tapón para unir la placa de refuerzo al alma de la columna, se permite utilizar el espesor total de la zona del panel para satisfacer la ecuación 7. Además, los espesores individuales del alma de la columna y de la placa de refuerzo deben satisfacer la ecuación 7, donde  $d_z$  y  $w_z$  se modifican para ser la distancia entre las soldaduras de tapón.

Cuando se requieran soldaduras de tapón, se dispondrá de un mínimo de cuatro soldaduras de tapón y espaciadas de acuerdo con la ecuación 7.

### **3.5.3. Placas de refuerzo en zona de panel**

El grosor de las placas de refuerzo, si se utilizan, no debe ser inferior a 1/4pulg. (6 mm). Cuando se utilicen, las placas de refuerzo deberán cumplir los siguientes requisitos.

Cuando la resistencia requerida de la zona del panel exceda la resistencia de diseño, o cuando la zona del panel no cumpla con la ecuación 6, las placas de refuerzo se proporcionarán. Las placas de refuerzo se colocarán en contacto con el alma, o estarán separados de la banda. Las placas de refuerzo con una separación de hasta 1/16 pulg. (2 mm) entre la placa de refuerzo y el alma de la columna se pueden diseñar como en contacto con el alma. Cuando las placas de refuerzo estén separadas del alma, se colocarán simétricamente por parejas en lados opuestos del alma de la columna.

Las placas de refuerzo en contacto con el alma se soldarán a las alas de la columna, bien mediante soldaduras de ranura de unión parcial (PJP) de acuerdo con AWS D1.8/D1.8M cláusula 4.3 que se extienden desde la superficie de la placa de refuerzo al patín de la columna, o utilizando soldaduras en ángulo. Las placas de refuerzo espaciadas se soldarán a los patines de la columna mediante soldaduras de ranura de junta completa (CJP), soldaduras de ranura PJP o soldaduras de filete. La resistencia requerida de las soldaduras de ranura de penetración parcial o de las soldaduras de filete deberá ser igual a la resistencia a la cesión por cizallamiento disponible del espesor de la placa de refuerzo.

- Placas de refuerzo utilizadas sin placas de continuidad

Las placas de refuerzo y las soldaduras que conectan las placas de refuerzo con los patines de la columna deberán extenderse al menos 6 pulg. (150 mm) por encima y por debajo de la parte superior y por debajo de la parte superior e inferior de la viga del marco de momento más peraltada. En el caso de las placas de refuerzo en contacto con el alma, si el espesor de la placa y el espesor del alma de la columna satisfacen la ecuación 7, entonces no se requiere ninguna soldadura a lo largo de los bordes superior e inferior de la placa. Si el espesor de la placa o el grosor del alma de la columna no satisfacen la ecuación 7, se deberá realizar una soldadura de filete de tamaño mínimo, tal y como se estipula en la tabla J2.4 de las Especificaciones, a lo largo de los bordes superior e inferior de la placa de refuerzo. Estas soldaduras deberán terminar a 1.5 pulg. (38 mm) desde la punta del filete de la columna.

- Placas de refuerzo utilizadas con placas de continuidad

Se permite que las placas de refuerzo se extiendan por encima y por debajo de las de continuidad o colocadas entre las placas de continuidad.

- Placas dobladoras extendidas

Las placas de refuerzo extendidas deben estar en contacto con el alma. Las placas de refuerzo extendidas y las soldaduras que conectan las placas con los patines de la columna se extenderán al menos 6 pulg. (150 mm) por encima y por debajo de la parte superior e inferior de la viga de momento más peraltada. Las placas de continuidad se soldarán a las placas de refuerzo extendidas de acuerdo con los requisitos de la sección E3.6f.2(c). No se requieren soldaduras en los bordes superior e inferior de la placa de refuerzo.

- Placas de refuerzo colocadas entre placas de continuidad

Se permite que las placas de refuerzo colocadas entre las placas de continuidad estén en contacto con el alma o alejados del alma. Las soldaduras entre la placa de refuerzo y los patines de la columna deberán extenderse entre las placas de continuidad, pero están autorizados a detenerse a no más de 1 pulg. (25 mm) de la placa de continuidad. La parte superior e inferior de la placa de refuerzo deberá estar soldada a las placas de continuidad en toda la longitud de las placas de continuidad en contacto con el alma de la columna. La resistencia requerida de la soldadura de la placa de refuerzo a la placa de continuidad deberá ser igual al 75 % del límite elástico disponible de la placa de refuerzo en toda su longitud de contacto con la placa de continuidad.

La sección E3.6f.2(c) de AISC 341-16 se encuentra en las páginas 9.1-50.

Las secciones K1 y K2 pertenecen al capítulo K de AISC 341-16, que se encuentran en páginas 9.1-138 a 9.1-151.

### **3.5.4. Placas de continuidad**

Las placas de continuidad deberán ser proporcionadas como se requiere en esta sección.

Excepción: esta sección no se aplicará en los siguientes casos.

- Cuando las placas de continuidad se determinen de otro modo en una precalificación de la conexión de acuerdo con la Sección K1.
- Cuando se califique una conexión de acuerdo con la Sección K2 para condiciones en las que el conjunto de prueba omita las placas de

continuidad y coincida con los tamaños de viga y columna y la luz de la viga.

Las secciones K1 y K2 pertenecen al capítulo K de AISC 341-16 que se encuentran en páginas 9.1-138 a 9.1-151.

### **3.5.5. Condiciones que requieren placas de continuidad**

Las placas de continuidad se proporcionarán en los siguientes casos:

- Cuando la resistencia requerida en la cara de la columna exceda la resistencia disponible de la columna determinada utilizando los estados límite locales aplicables estipulados en Sección J10 de la especificación, cuando sea aplicable. Cuando así se requiera, las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de la sección J10.8 de la especificación y los requisitos de la sección E3.6f.2.

Para las conexiones en las que el ala de la viga esté soldada al ala de la columna, la columna deberá tener una resistencia disponible suficiente para resistir una fuerza aplicada consistente con el momento máximo probable en la cara de la columna,  $M_f$ .

- Cuando el espesor del ala de la columna sea inferior al espesor límite,  $t_{lim}$ , determinado de acuerdo con esta disposición.
  - Cuando el ala de la viga esté soldada al ala de una columna en forma de W o en forma de I, el espesor límite del ala de la columna es:

$$t_{\lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (8)$$

- Cuando el ala de la viga está soldada al ala en forma I en una columna de ala ancha, el espesor límite del ala de la columna es:

$$t_{\lim} = \frac{b_{bf}}{12} \quad (9)$$

Cuando se menciona la especificación se refiere a la norma ANSI/AISC 360 que contiene las especificaciones para edificaciones de acero.

La sección E3.6f.2(c) de AISC 341-16 se encuentran en páginas 9.1-50.

### **3.5.6. Requisitos de las placas de continuidades**

- Ancho de la placa de continuidad

El ancho de la placa de continuidad se determinará como sigue:

- Para las columnas W, las placas de continuidad deberán, como mínimo, extenderse desde el alma de la columna hasta un punto opuesto a las puntas de la viga más ancha.
  - En el caso de las columnas de ala ancha encajonada, las placas de continuidad se extenderán en todo su ancho desde el alma de la columna hasta la placa lateral de la columna.
- 
- Espesor de las placas de continuidad

El espesor mínimo de las placas se determinará como sigue:

- En las uniones unilaterales, el espesor de la placa de continuidad será como mínimo el 50 % del espesor del ala de la viga.
  - En las uniones a dos bandas, el espesor de la placa de continuidad deberá ser al menos igual al 75 % del espesor del ala más gruesa de la viga a cada lado de la columna.
- Soldadura de la placa de continuidad

Las placas de continuidad se soldarán a los patines de la columna mediante soldaduras de ranura CJP.

Las placas de continuidad se soldarán a las almas de las columnas o a las placas de refuerzo extendidas de las columnas mediante soldaduras de ranura o soldaduras de filete.

La resistencia requerida de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna o a la placa de refuerzo extendida será la menor de las siguientes:

- La suma de las resistencias a la tracción disponibles de las áreas de contacto de las placas de continuidad con los patines de las columnas que tienen patines de viga unidas.
- La resistencia al corte disponible del área de contacto de la placa con el alma de la columna o la placa de refuerzo extendida.
- La resistencia al corte disponible del alma de la columna, cuando la placa de continuidad está soldada al alma de la columna, o la resistencia al cizallamiento disponible de la placa de refuerzo, cuando la placa de continuidad está soldada a una placa de refuerzo extendida.

### **3.6. Empalmes de columna**

Los empalmes de las columnas deberán cumplir con los requisitos de la sección D2.5.

Excepción: la resistencia requerida del empalme de columna, incluyendo los factores de concentración de tensiones o factores de intensidad de las tensiones de la mecánica de la fractura, no necesita exceder la determinada por un análisis no lineal como se especifica en el Capítulo C.

La sección D2.5 de AISC 341-16 se encuentra en páginas 9.1-26.

El capítulo C de AISC 341-16 se encuentra en página 9.1-12.

#### **3.6.1. Empalmes de patines de columna soldados con soldadura de ranura CJP**

Cuando se utilicen soldaduras para realizar los empalmes de las bridas, deberán ser soldaduras de ranura CJP a menos que se permita lo contrario en la sección E3.6g.2.

La sección E3.6g.2 de AISC 341-16 se encuentra en páginas 9.1-51.

#### **3.6.2. Empalmes de patines de columna soldados con soldadura de ranura PJP**

Cuando el esfuerzo de fluencia mínimo especificado de los ejes de las columnas no excede de 60 ksi (415 MPa) y el patín más grueso sea al menos un 5 % más grueso que el patín más delgado, se permiten las soldaduras de

ranura PJP para realizar los empalmes de los patines, y deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- La soldadura o soldaduras de brida PJP deberán proporcionar una garganta efectiva total mínima del 85 % del espesor del patín más delgado de la columna.
- Se proporciona una transición suave en el espesor de la soldadura, desde el exterior del patín más delgado hasta el exterior del patín más grueso. La transición deberá tener una inclinación no superior a 1 en 2.5, y podrá realizarse inclinando la superficie de la soldadura, achaflanando el patín más grueso hasta un espesor no menos del 5 % mayor que el espesor del patín más delgado, o mediante una combinación de estos dos métodos.
- Las transiciones cónicas entre los patines de las columnas de diferente anchura se proporcionarán de acuerdo con la Sección D2.5b(2)(c).
- Cuando la soldadura del patín sea una soldadura de ranura de doble bisel (es decir, en ambos lados del patín):
  - La cara de la raíz no fusionada deberá estar centrada dentro de la mitad central del patín más delgado, y
  - Los orificios de acceso a la soldadura que cumplan con la especificación deberán estar previstos en la sección de la columna que contiene la preparación de la soldadura de la ranura.

- Cuando el espesor del patín más delgado no sea superior a 2 /2 pulg. (63 mm), y la soldadura es una soldadura de ranura de un solo bisel, no se requerirán orificios de acceso a la soldadura no serán necesarios.

La sección D2.5b(2)(c) de AISC 341-16 se encuentran en página 9.1-27.

### **3.6.3. Empalmes de alma de columna soldada con soldadura de ranura CJP**

La soldadura o soldaduras del alma se harán en una o varias ranuras en el alma de la columna que se extienden hasta los agujeros de acceso. El extremo o extremos de la soldadura se pueden alejar de los extremos del o los biseles utilizando una secuencia de bloques para aproximadamente un tamaño de soldadura.

### **3.6.4. Empalmes de alma de columna soldada con soldadura de ranura PJP**

Cuando se utilizan soldaduras de ranura PJP en patines de columnas que cumplen con la Sección E3.6g.2 y el alma más gruesa es al menos un 5 % más gruesa que el alma más delgada, está permitido utilizar soldaduras de ranura PJP en almas de columnas que cumplan con los siguientes requisitos:

- La soldadura o soldaduras del alma de la ranura PJP proporcionan una garganta efectiva total mínima del 85 % del espesor del alma de la columna más delgada.
- Se proporciona una transición suave en el espesor de la soldadura desde el exterior del alma más delgada hasta el exterior del alma más gruesa.

- Cuando la soldadura es una ranura de un solo bisel, el espesor del alma más delgada no será superior a 2 1/2 pulg. (63 mm).
  - Cuando no se disponga de un orificio de acceso, la soldadura o soldaduras del alma se realizan en una ranura o ranuras preparadas en el alma de la columna que se extienden en toda la longitud del alma entre las áreas  $k$ . Se permite que el extremo o los extremos de la soldadura estén en los extremos del o de los biseles utilizando una secuencia de bloques para aproximadamente un tamaño de soldadura.
- € Cuando se disponga de un orificio de acceso, la soldadura o soldaduras del alma se realizan en una ranura o ranuras en el alma de la columna que se extienden hasta los agujeros de acceso. El o los extremo(s) de las soldaduras se pueden alejar de los extremos de los chaflanes utilizando una secuencia de bloques para aproximadamente un tamaño de soldadura.

La sección E3.6g.2 de AISC 341-16 se encuentra en páginas 9.1-51.

### **3.6.5. Empalmes de columnas atornilladas**

Los empalmes de pilares atornillados deberán tener una resistencia a la flexión requerida que sea al menos igual a  $RyFyZx/\alpha s$  de la columna más pequeña, siendo  $Zx$  el módulo de la sección plástica alrededor del eje  $x$ .

La resistencia al corte requerido de los empalmes del alma de la columna será como mínimo igual a  $\sum Mpc / (\alpha s Hc)$ , siendo  $\sum Mpc$  la suma de las resistencias plásticas a la flexión en los extremos superior e inferior de la columna.

## **4. CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN NORMA AISC**

### **358-16**

La norma AISC 358 es publicada y actualizada constantemente por parte del Instituto Americano de Construcción en Acero y en él integra una amplia gama de conexiones que, como su nombre lo indica, han sido precalificadas, es decir debidamente estudiadas y han sido aprobadas para su uso en sistemas estructurales sismorresistentes, en el caso del presente documento se mencionarán únicamente dos tipos de conexiones que están contenidas en dicho documento ya que el tema central trata de las mismas, a continuación se describirán las conexiones tal y como se presentan en el código AISC 358-16.

Reduced beam section (RBS) según código AISC 358-16 capítulo

- 4.1. En una conexión de momento de sección de viga reducida (RBS), se recortan selectivamente partes de los patines de la viga en la región adyacente a la conexión entre la viga y la columna**

La elasticidad y la formación de articulaciones se producen principalmente en la sección reducida de la viga.

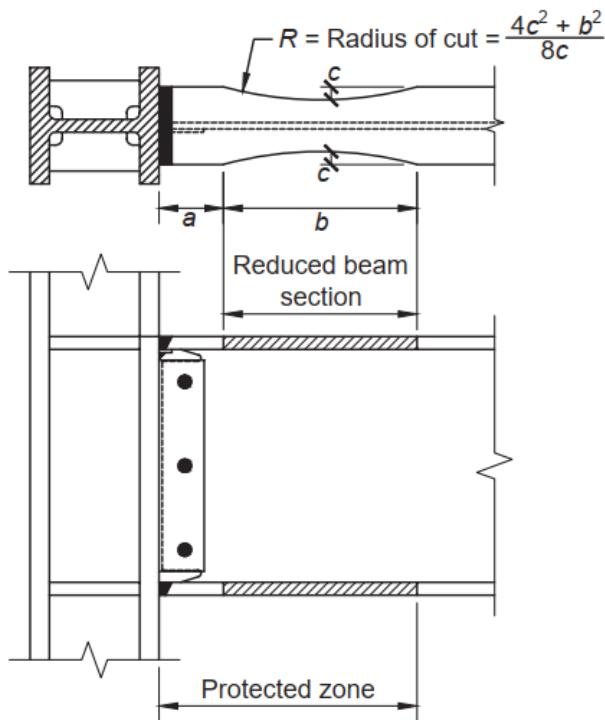
#### **4.1.1. Sistemas**

Las conexiones RBS están precalificadas para su uso en sistemas de marcos de momento especiales (SMF) y marcos de momento intermedios (IMF) dentro de los límites de estas disposiciones.

#### 4.1.2. Limitaciones de las vigas

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

Figura 6. Conexión reduced beam section



Fuente: ANSI/AISC 358-16. *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications.* p. 14.

- Las vigas deberán ser de ala ancha laminada o miembros en forma de I construidos que cumplan con los requisitos de la sección 2.3.
- El peralte de las vigas se limitará a un máximo de W36 (W920) para las formas laminadas. El peralte de las secciones construidas no debe exceder el peralte permitido para los perfiles laminados de ala ancha.

- El peso de la viga se limitará a un máximo de 302 lb/pie (447 kg/m).
- El espesor del ala de la viga se limitará a un máximo de 1 3/4 pulg. (44 mm).
- La relación luz libre/peralte de la viga se limitará como sigue:
  - (a) Para los sistemas SMF, 7 o más.
  - (b) Para los sistemas IMF, 5 o más.
- La relación ancho/espesor de los patines y del alma de la viga deberá ajustarse a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

Al determinar la relación ancho/espesor del patín, el valor de  $B_f$  no se tomará como menor que el ancho del ala en los extremos de los dos tercios centrales de la sección reducida, siempre que las cargas de gravedad no desplacen la ubicación de la articulación plástica a una distancia significativa del centro de la sección reducida de la viga.

- El arriostramiento lateral de las vigas se realizará de acuerdo con las disposiciones sísmicas del AISC. El arriostramiento lateral suplementario se proporcionará cerca de la sección reducida de conformidad con las disposiciones sísmicas del AISC para el arriostramiento lateral adyacentes a las articulaciones plásticas.

Cuando se proporcione un arriostramiento lateral suplementario, su fijación a la viga deberá estar situada como máximo  $d/2$  más allá del extremo de la sección de la viga reducida más alejada de la cara de la columna, siendo  $d$  el peralte de la viga.

En la fijación de los refuerzos laterales a la viga no debe realizarse en la zona protegida.

Excepción: para ambos sistemas, cuando la viga soporte una losa estructural de hormigón que esté conectada entre las zonas protegidas con conectores de cortantes soldados separados un máximo de 12 pulg. (300 mm) entre centros, el arriostramiento suplementario del ala superior e inferior en la sección reducida no es requerida.

- La zona protegida consistirá en la parte de la viga situada entre la cara de la columna y el extremo de la sección reducida de la viga más alejada de la cara de la columna.

La sección 2.3 de AISC 358-16 se encuentra en páginas 9.2-4 a 9.2-6.

#### **4.1.3. Limitaciones de las columnas**

Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser de cualquiera de las formas laminadas o secciones construidas permitidas en la sección 2.3.
- La viga deberá estar conectada al patín de la columna.
- El peralte de la columna laminada se limitará a W36 (W920) como máximo. El peralte de las columnas de ala ancha construidas no superará la de las columnas laminadas.

La sección 2.3 de la norma AISC 358 contiene los requisitos de perfiles para columnas.

La sección 2.3 de AISC 358-16 se encuentra en páginas 9.2-4 a 9.2-6.

#### **4.1.4. Limitaciones de la relación viga-columna**

Las conexiones entre vigas y columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las zonas de los paneles se ajustarán a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.
- Las relaciones de momento viga-columna se limitarán como sigue:
  - Para los sistemas SMF, la relación de momento de la viga de la columna se ajustará a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC. El valor de  $\Sigma M_{pb}^*$  deberá tomarse igual a  $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$ , donde  $M_{pr}$  se calcula según ecuación 5.8-5 la cual corresponde a la ecuación 14 del presente documento, y donde  $M_{uv}$  es el momento adicional debido a la amplificación del cortante desde el centro de la sección de la viga reducida hasta la línea central de la columna.  $M_{uv}$  puede calcularse como  $V_{RBS}(a + b/2 + d_c/2)$ , donde  $V_{RBS}$  es el esfuerzo cortante en el centro de la sección de la viga reducida calculado según el paso 4 de la sección 5.8,  $a$  y  $b$  son las dimensiones mostradas en la figura 5.1 que corresponde a la figura 6 del presente documento, y  $d_c$  es el peralte de la columna.
  - En el caso de los sistemas IMF, la relación de momentos entre la columna y la viga deberá ajustarse a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

#### **4.1.5. Limitaciones de las soldaduras entre patines de vigas y columnas**

Las conexiones de patín de viga a patín de columna deberán cumplir las siguientes limitaciones:

Los patines de las vigas se conectarán a los patines de las columnas mediante soldaduras de ranura de penetración completa (CJP). Las soldaduras de los patines de las vigas se ajustarán a los requisitos para las soldaduras críticas de la demanda en las Disposiciones Sísmicas del AISC.

- La geometría del orificio de acceso de la soldadura deberá cumplir con los requisitos de la especificación AISC

#### **4.1.6. Limitaciones de las conexiones de alma de viga a patín de columna**

Las conexiones del alma de la viga con el patín de la columna deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- La resistencia a la corte requerida para la conexión del alma de la viga se determinará según la ecuación 5.8-9 que corresponde a la ecuación 18 del presente documento.
- Los detalles de conexión del alma se limitarán como sigue:
  - Para los sistemas SMF, el alma de la viga se conectará al ala de la columna utilizando una soldadura de ranura CJP que se extienda entre los orificios de acceso a la soldadura.

La conexión a cortante de la placa simple se extenderá entre los orificios de acceso a la soldadura como se muestra en la figura 5.1 que corresponde a la figura 6 del presente documento.

La conexión de cizallamiento de placa única podrá utilizarse como respaldo de la soldadura de ranura CJP. El espesor de la placa deberá ser de al menos 3/8 pulgada. (10 mm). No se requieren lengüetas de soldadura en los extremos de la soldadura de ranura CJP en el alma de la viga. Se permiten agujeros para pernos en el alma de la viga con el fin del montaje.

- En los sistemas IMF, el alma de la viga se conectará al patín de la columna como se requiere para los sistemas SMF.

Excepción: en el caso de las IMF, se permite conectar el alma de la viga al patín de la columna mediante una conexión a cortante atornillada de una sola placa.

La conexión acortante atornillada de una sola placa se diseñará como una conexión de deslizamiento crítico, con la resistencia al deslizamiento de diseño por perno determinada de acuerdo con la especificación AISC. Para las cargas sísmicas, la resistencia nominal en los agujeros de los pernos no se tomará mayor que el valor dado por la Ecuación J3-6a de la especificación AISC. La ecuación J3-6a se encuentra en la página 16.1-136 de AISC 360-16.

La resistencia a cortante de diseño de la conexión a cortante de una sola placa se determinará en base a la cesión a cortante de la sección bruta y en la rotura por cizallamiento de la sección neta. La placa se soldará al patín de la columna con una soldadura de ranura CJP o con soldaduras de filete en ambos lados de la placa. El tamaño mínimo de la soldadura de filete en cada lado de la

placa deberá ser del 75 % del espesor de la placa. Los agujeros estándar deben ser proporcionados en el alma de la viga y en la placa, excepto los agujeros de ranura corta (con la ranura paralela a los patines de la viga) pueden utilizarse en el alma de la viga o en la placa, pero no en ambos. Se permite el pretensado de los pernos antes o después de la soldadura.

#### **4.1.7. Fabricación de los cortes de los patines**

La sección reducida de la viga se realizará mediante corte térmico para producir una curva. La rugosidad máxima de la superficie cortada térmicamente será de 500  $\mu$ -in. (13 micras) de acuerdo con la norma ANSI B46.1, medida con la muestra 4 de AWS C4.1 o un comparador visual similar. Todas las transiciones entre la sección de la viga y la sección reducidas de la viga y el patín de la viga no modificada deberán ser redondeadas en la dirección de la longitud del patín para minimizar los efectos de las muescas debidas a las transiciones bruscas. Las esquinas entre la superficie de la sección reducida y la parte superior e inferior de los patines se esmerilarán para eliminar los bordes afilados, pero no se requiere un chaflán o radio mínimo.

Las tolerancias de corte térmico serán de más o menos 1/4 pulg. (6 mm) a partir de la línea de corte teórica. El ancho efectivo del patín de la viga en cualquier sección tendrá una tolerancia de más o menos 3/8 de pulgada. (10 mm).

Las estrías y muescas que se produzcan en la superficie del RBS cortada térmicamente podrán repararse mediante esmerilaje si no tienen más de 1/4 pulgadas (6 mm) de profundidad. La zona de la ranura o de la muesca deberá ser rectificada de forma que exista una transición suave, y la longitud total de la zona para la transición no será inferior a cinco veces la profundidad de la gubia

eliminada en cada lado de la gubia. Si existe una muesca afilada, la zona se inspeccionará mediante partículas magnéticas (MT) después del rectificado para asegurarse de que se ha eliminado toda la profundidad de la muesca. El rectificado que aumente la profundidad del corte RBS más de 1/4 pulg.

(6 mm) más allá de la profundidad de corte especificado no es permitido.

Las gubias y muescas que superen las 1/4 pulg. (6 mm) de profundidad, pero que no superen las 1/2 pulg. (13 mm) de profundidad, y aquellas muescas y hendiduras cuya reparación mediante rectificado incremente la profundidad efectiva del corte RBS más allá de la tolerancia, pueden ser reparados mediante soldadura. La muesca o gubia deberá ser eliminada y rectificada para proporcionar un radio de raíz liso no inferior a 1/4 pulg. (6 mm) como preparación para la soldadura.

La zona de reparación se precalentará a una temperatura mínima de 150 °F (66 °C) o al valor especificado en AWS D1.1/D1.1M, el que sea mayor, medido en el lugar de la reparación de la soldadura. Las muescas y ranuras de más de 1/2 pulg. (13 mm) de profundidad se repararán únicamente con un método aprobado por el ingeniero de registro.

#### **4.1.8. Procedimiento de diseño**

A continuación, se detalla el proceso de diseño de una conexión RBS según el capítulo 5 de AISC 358-16.

- Paso 1. Elija los valores de prueba para las secciones de las vigas, las secciones de las columnas y las dimensiones  $a$ ,  $b$  y  $c$  de la RBS (figura

5.1), figura 5.1 corresponde a figura 6 del presente documento en página 74, con sujeción a los límites:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (10)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (11)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (12)$$

Donde

$a$  = distancia horizontal desde la cara del patín de la columna hasta el inicio de un corte RBS, pulg. (mm)

$b$  = longitud del corte RBS, pulg. (mm)

$b_{bf}$  = ancho del patín de la viga, pulg. (mm)

$c$  = profundidad del corte en el centro de la sección reducida de la viga, pulg. (mm)

$d$  = peralte de la viga, pulg. (mm)

Confirme que las vigas y las columnas son adecuadas para todas las combinaciones de carga especificadas por el código de construcción aplicable, incluyendo la sección reducida de la viga, y que la deriva de la estructura cumple con los límites especificados por el código de construcción aplicable. El cálculo de la deriva elástica deberá considerar el efecto de la sección reducida de la viga. En lugar de cálculos más detallados, las derivas elásticas efectivas pueden calcularse multiplicando las derivas elásticas basadas en las secciones brutas de las vigas por 1.1 para reducciones del patín hasta el 50 % de la anchura del patín de la viga. La interpolación lineal puede ser utilizada para valores inferiores de reducción del ancho de la viga.

- Paso 2. Calcular el módulo de la sección plástica en el centro de la sección reducida de la viga:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (13)$$

Donde

$Z_{RBS}$  = módulo de la sección plástica en el centro de la sección reducida de la viga, pulg.3 (mm3)

$Z_x$  = módulo de la sección plástica alrededor del eje  $x$ , para la sección transversal de la viga completa pulg.3 (mm3)

$t_{bf}$  = espesor del patín de la viga, pulg. (mm)

- Paso 3. Calcular el momento máximo probable,  $M_{pr}$ , en el centro de la sección reducida de la viga:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (14)$$

- Paso 4. Calcule el esfuerzo cortante en el centro de las secciones reducidas en cada extremo de la viga.

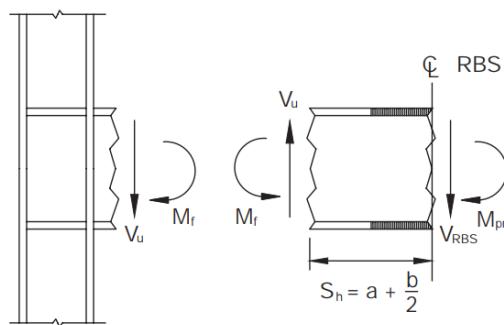
El esfuerzo cortante en el centro de las secciones reducidas de la viga se determinará a partir de un diagrama de cuerpo libre de la parte de la viga situada entre los centros de las secciones reducidas de la viga. Este cálculo supondrá que el momento en el centro de cada sección reducida de la viga es  $M_{pr}$  y se incluirán las cargas de gravedad que actúan sobre la viga en función de la combinación de carga  $1.2D + f1L + 0.2S$ , donde  $f1$  es el factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para las cargas vivas, pero no menos de 0.5.

- Paso 5. Calcular el momento máximo probable en el rostro de la columna.

El momento en el rostro de la columna se calculará a partir de un diagrama de cuerpo libre del segmento de la viga situado entre el centro de la sección reducida de la viga y el rostro de la columna, como se ilustra en la figura 5.2 que corresponde a figura 7 del presente documento.

A partir de este diagrama de cuerpo libre, el momento en el rostro de la columna se calculará de la siguiente manera:

**Figura 7. Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la RBS y el rostro de la columna**



Fuente: ANSI/AISC 358-16. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. p. 19.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (15)$$

Donde:

$M_f$  = momento máximo probable en el rostro de la columna, kip-in. (N-mm)

$S_h$  = distancia del rostro de la columna a la articulación plástica, pulg. (mm)  
 $= a + b/2$ , pulg. (mm)

$V_{RBS}$  = el mayor de los dos valores del esfuerzo cortante en el centro de la sección reducida de la viga en cada extremo de la viga, kips (N)

- Paso 6. Calcular  $M_{pe}$ , el momento plástico de la viga basado en la tensión de fluencia esperada:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (16)$$

- Paso 7. Compruebe la resistencia a la flexión de la viga en el rostro de la columna:

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (17)$$

Si no se cumple la ecuación 5.8-8, ajuste los valores de c, a y b, o ajuste el tamaño de la sección, y repita los pasos 2 a 7. La ecuación 5.8-8 corresponde a la ecuación 17 del presente documento.

- Paso 8. Determine la resistencia a cortante requerida,  $V_u$ , de la viga y de la conexión del alma de la viga a la columna:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (18)$$

Donde:

$L_h$  = distancia entre los lugares de las articulaciones plásticas, en pulg. (mm)

$V_{gravity}$  = fuerza de corte de la viga resultante de  $1.2D + f_1L + 0.2S$  (donde  $f_1$  es el factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para cargas vivas, pero no menos de 0.5), kips (N)

$V_u$  = resistencia al corte requerida de la viga y de la conexión del alma de la viga con la columna, kips (N)

Comprobar la resistencia al corte de la viga según el capítulo G de la especificación AISC.

- Paso 9. Diseñar la conexión entre el alma de la viga y la columna de acuerdo con la sección 5.6.
- Paso 10. Comprobar los requisitos de la placa de continuidad según el capítulo 2.
- Paso 11. Comprobar las limitaciones de la relación columna viga según el apartado 5.4.

El capítulo G de AISC 360-16 se encuentra en páginas 16.1-70 a 16.1-76.

El apartado 5.4 de la norma AISC 358 contiene las limitaciones de la relación viga columna y se encuentra en página 9.2-16.

#### **4.2. Bolted flange plate (BFP) según código AISC 358-16 capítulo 7**

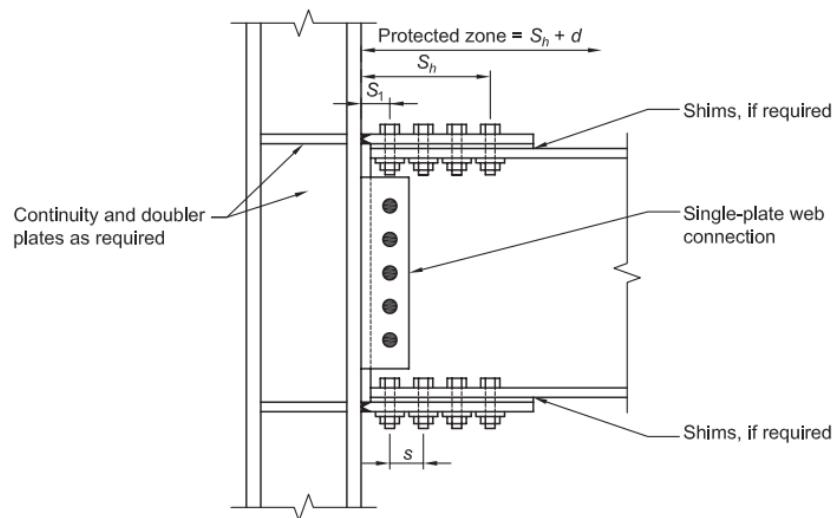
Para llevar a cabo esta conexión se utilizan placas en la parte superior e inferior de la viga, las cuales irán unidas a los patines superior e inferior, respectivamente, por medio de pernos, dichas placas van unidas a los patines de la columna por medio de soldadura de penetración CJP, el alma de la viga

se conecta al patín de la columna por medio de una placa de corte que va pernada al alma de la viga y dicha placa va soldada al patín de la columna. En el caso de este tipo de conexión, la articulación plástica ocurrirá en la viga en la zona cercana al extremo de las placas que se encuentran en los patines superior e inferior de la viga.

#### 4.2.1. Sistemas

Las conexiones de placas pernadas están precalificadas para su uso en sistemas de marcos de momentos especiales (SMF) y en sistemas de marco de momento intermedio (IMF) dentro de las limitaciones de estas disposiciones.

Figura 8. **Conexión bolted flange plate**



Fuente: ANSI/AISC 358-16. *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications.* p. 39.

Excepción: las uniones de placas pernadas en sistemas SMF con losas estructurales de hormigón sólo se precalifican si la losa estructural de hormigón se mantiene al menos 1 pulg. (25 mm) de ambos lados de los patines de las columnas. Se permite colocar material comprimible en el espacio entre los patines de las columnas y la losa estructural de hormigón.

#### **4.2.2. Limitaciones de las vigas**

Las vigas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- Las vigas deberán ser de ala ancha laminada o miembros en forma de I construidos que cumplan con los requisitos de la sección 2.3.
- El peralte de las vigas se limitará a un máximo de W36 (W920) para las formas laminadas.
- El peralte de las secciones construidas no debe exceder el peralte permitido para los perfiles laminados de ala ancha.
- El peso de la viga se limitará a un máximo de 150 lb/pie (223 kg/m).
- El grosor del ala de la viga se limitará a un máximo de 1 pulgada (25 mm).
- La relación luz libre/peralte de la viga se limitará como sigue:
  - (a) Para los sistemas SMF, 9 o más.
  - (b) Para los sistemas IMF, 7 o más.
- La relación ancho/espesor de las alas y del alma de la viga deberá ajustarse a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.
- El arriostramiento lateral de las vigas se realizará como se indica a continuación: el arriostramiento lateral de las vigas se ajustará a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

Para cumplir con los requisitos del Capítulo E de las Disposiciones Sísmicas del AISC para el arriostramiento lateral en las articulaciones plásticas, el arriostramiento lateral suplementario se proporcionará en las alas superior e inferior de la viga, y se situarán a una distancia de  $d$  a  $1.5d$  del perno más alejado de la cara de la columna. No se podrá fijar el arriostramiento lateral dentro de la zona protegida.

Excepción: para los sistemas SMF e IMF, cuando la viga soporte una losa estructural de hormigón que esté conectada a lo largo de la luz de la viga entre las zonas protegidas con conectores de corte soldados espaciados a un máximo de 12 pulg. (300 mm) entre centros, no se requiere el arriostramiento suplementario del ala superior e inferior en las articulaciones plásticas.

- La zona protegida está formada por las placas del ala y la parte de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual a un peralte de la viga,  $d$ , más allá del perno más alejado de la cara de la columna.

La sección 2.3 de la norma AISC 358 contiene los requisitos para miembros estructurales construidos y miembros de ala ancha laminados.

La sección 2.3 de AISC 358-16 se encuentra en páginas 9.2-4 a 9.2-6.

#### **4.2.3. Limitaciones de las columnas**

Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser de cualquiera de las formas laminadas o secciones construidas permitidas en la sección 2.3.
- La viga deberá estar conectada al patín de la columna.

- El peralte de la columna laminada se limitará a W36 (W920) como máximo cuando se disponga de una losa estructural de hormigón. En ausencia de una losa estructural de hormigón, el peralte de la columna laminada se limitará a W14 (W360) como máximo.

Las columnas cruciformes embriddadas no podrán tener un ancho o peralte superior al peralte permitido para las columnas laminadas. Las columnas de cajón empotradas no podrán tener un ancho o peralte superior a 24 pulg. (600 mm). Las columnas de caja de ala ancha no deben tener un ancho o profundidad superior a 24 pulg. (600 mm) si participan en pórticos ortogonales.

- No hay límite en el peso por pie de las columnas.
- No hay requisitos adicionales para el espesor del patín.
- La relación ancho/espesor de los patines y del alma de las columnas deberá ajustarse a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.
- El arriostramiento lateral de las columnas debe cumplir con los requisitos de las Disposiciones Sísmicas del AISC.

La sección 2.3 de la norma AISC 358 contiene los requisitos para miembros estructurales construidos y miembros de ala ancha laminados.

La sección 2.3 de AISC 358-16 se encuentra en páginas 9.2-4 a 9.2-6.

#### **4.2.4. Limitaciones de la relación viga-columna**

Las conexiones entre vigas y columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las zonas de los paneles se ajustarán a los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.
- Las relaciones de momento entre la columna y la viga se ajustarán a los requisitos de las Disposiciones Sísmicas del AISC.

#### **4.2.5. Detallado de la conexión**

Del tipo de sistema dependerá el nivel de detallado de las conexiones que pertenecen a dicho sistema estructural, por ejemplo, el detallado de un marco ordinario no será tan minucioso como el detallado de una conexión de un sistema de marcos especiales.

##### **4.2.5.1. Especificaciones del material de las placas**

Todas las placas de conexión se ajustarán a una de las siguientes especificaciones: ASTM A36/A36M o A572/A572M Grado 50 (345).

##### **4.2.5.2. Soldaduras de la placa del patín de la viga**

Las placas de patín de viga se conectarán al patín de la columna mediante soldaduras de ranura CJP y se considerarán críticas para la demanda. La placa de respaldo, si se utiliza, deberá eliminarse. El cordón de la soldadura deberá ser desbastado hasta conseguir un metal de soldadura sano y soldado por detrás.

#### **4.2.5.3. Soldaduras de conexión de placa de cortante**

La placa de corte se soldará al patín de la columna. La conexión de la placa de corte al patín de la columna consistirá en soldaduras de ranura CJP, soldaduras de ranura PJP de dos lados, o soldaduras de filete de dos lados.

#### **4.2.5.4. Requisitos de los pernos**

Los pernos se dispondrán simétricamente alrededor de los ejes de la viga y se limitarán a dos pernos por fila en las uniones de placas de patín de viga. La longitud del grupo de pernos no deberá superar el peralte de la viga. Se utilizarán agujeros estándar en los patines de las vigas. Los agujeros en las placas de los patines serán agujeros estándar o sobredimensionados. Los agujeros de los pernos en los patines de las vigas y en las placas de los patines se realizarán mediante taladro o mediante subperforación y escariado. No se permiten los agujeros perforados.

Los pernos de las placas de patín deberán ser ASTM F3125 Grado A490, Grado A490M o Grado F2280. Las roscas se excluirán del plano de corte. El diámetro de los pernos está limitado a 1 1/8 pulg. (28 mm) como máximo.

#### **4.2.5.5. Alzas de la placa del patín**

Pueden utilizarse alzas con un grosor total máximo de 1/4 pulg. (6 mm) entre la placa del patín y el patín de la viga, como se muestra en la figura 7.1 que corresponde a la figura 8 del presente documento. Las alzas, si son necesarias, pueden ser alzas de dedo o pueden estar hechas con agujeros perforados o troquelados.

#### 4.2.6. Procedimiento de diseño

A continuación, se detalla el proceso de diseño de una conexión BFP según el capítulo 7 de AISC 358-16.

- Paso 1. Calcular el momento máximo probable en la articulación plástica,  $M_{pr}$ , de acuerdo con el apartado 2.4.3.

El apartado 2.4.3 de la norma AISC 358 contiene la manera de calcular el momento máximo probable en la articulación plástica.

El apartado 2.4.3 de AISC 358-16 se encuentra en páginas 9.2-7 y 9.2-8.

- Paso 2. Calcular el diámetro máximo de pernos para evitar la rotura por tracción del patín de la viga.

Para agujeros estándar con dos pernos por fila:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u}\right) - 1/8 \text{in} \quad (19)$$

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u}\right) - 3 \text{mm} \quad (20)$$

Seleccione un diámetro de perno. Compruebe que la distancia entre los bordes de los agujeros del patín de la viga satisface los requisitos de la especificación AISC.

Cuando se menciona en AISC 358-16 la especificación, se refiere a AISC 360-16.

- Paso 3. Suponga un espesor de la placa del patín,  $t_p$ . Estimar el ancho de la placa del patín,  $b_{fp}$ , teniendo en cuenta el calibre de los pernos, los requisitos de la distancia del borde de los pernos y el ancho del patín de la viga. Determine la resistencia nominal a cortante controladora por perno considerando el cortante y el apoyo del perno:

$$r_n = \min \begin{cases} 1.0F_{nv}A_b \\ 2.4F_{ub}d_b t_f \\ 2.4F_{up}d_b t_p \end{cases} \quad (21)$$

Donde:

$A_b$  = área nominal del cuerpo no roscado del tornillo, pulg<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$F_{nv}$  = resistencia nominal al corte del tornillo según la especificación AISC, ksi (MPa)

$F_{ub}$  = resistencia a la tracción mínima especificada del material de la viga, ksi (MPa)

$F_{up}$  = resistencia mínima a la tracción especificada del material de la placa, ksi (MPa)

$d_b$  = diámetro nominal del tornillo, pulg. (mm)

$t_f$  = espesor del ala de la viga, pulg. (mm)

$t_p$  = espesor de la placa del patín, pulg. (mm)

- Paso 4. Seleccione un número de tornillos de prueba.

Nota del usuario: la siguiente ecuación puede utilizarse para estimar el número de prueba de pernos.

$$n \geq \frac{1.25M_{pr}}{\Phi_n r_n(d+t_p)} \quad (22)$$

Donde

$n$  = número de pernos redondeado al siguiente incremento de número par

$d$  = peralte de la viga, pulg. (mm)

- Paso 5. Determine la ubicación de la articulación plástica de la viga,  $S_h$ , dimensionada desde la cara de la columna.

$$S_h = S_1 + s \left( \frac{n}{2} - 1 \right) \quad (23)$$

Donde

$S_1$  = distancia de la cara de la columna a la fila de pernos más cercana, pulg. (mm)

$n$  = número de pernos

$s$  = distancia de las filas de pernos, pulg. (mm)

La separación entre filas de pernos,  $s$ , y la distancia al borde serán lo suficientemente grandes como para garantizar que  $l_c$ , tal como se define en la especificación AISC, sea mayor o igual a  $2d_b$ .

- Paso 6. Calcule el esfuerzo cortante en la ubicación de la articulación plástica de la viga en cada extremo de la viga.

El esfuerzo cortante en el lugar de la articulación,  $V_h$ , se determinará a partir de un diagrama de cuerpo libre de la parte de la viga situada entre los lugares de la articulación plástica.

Este cálculo supondrá que el momento en el lugar de la articulación plástica es  $M_{pr}$  e incluirá las cargas gravitatorias que actúan sobre la viga basándose en la combinación de carga de  $1.2D + f_1L + 0.2S$ , donde  $D$  es la carga muerta;  $f_1$  es el factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para cargas vivas, pero no menos de 0.5;  $L$  es la carga viva; y  $S$  es la carga de nieve.

La combinación de carga de  $1.2D + f_1L + 0.2S$  es conforme a ASCE/SEI 7-16. Cuando se utiliza el Código Internacional de la Construcción, se debe utilizar un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para  $S$  (nieve) cuando la configuración de la cubierta es tal que no desprende nieve de la estructura.

- Paso 7. Calcule el momento esperado en la cara del patín de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad (24)$$

Donde  $V_h$  es el mayor de los dos valores del esfuerzo cortante en el lugar de la articulación de la viga en cada extremo de la viga, kips (N).

La ecuación 7.6-6 de AISC 358-16 corresponde a la ecuación 24 del presente documento, no tiene en cuenta la carga de gravedad en la parte de la viga situada entre la articulación plástica y la cara de la columna. Se permite incluir la carga de gravedad en esta pequeña porción de la viga.

- Paso 8. Calcule  $F_{pr}$ , la fuerza en la placa del patín debida a  $M_f$

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d+t_p)} \quad (25)$$

Donde

$d$  = profundidad de la viga, pulg. (mm)

$t_p$  = espesor de la placa del patín, en pulg. (mm)

- Paso 9. Confirme que el número de tornillos seleccionado en el paso 4 es el adecuado.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\Phi_n r_n} \quad (26)$$

- Paso 10. Compruebe que el espesor de la placa del patín asumido en el paso 3 es el adecuado:

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\Phi_n F_y b_{fp}} \quad (27)$$

Donde

$F_y$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa del patín, ksi (MPa)

$b_{fp}$  = anchura de la placa del patín, pulg. (mm)

- Paso 11. Comprobar el estado límite de rotura por tracción de la placa de patín.

$$F_{pr} \leq \Phi_n R_n \quad (28)$$

Donde  $R_n$  se define en las disposiciones sobre rotura por tracción del capítulo J de la especificación AISC.

- Paso 12. Comprobar que el patín de la viga se encuentra en el estado límite de rotura por corte en bloque.

$$F_{pr} \leq \Phi_n R_n \quad (29)$$

Donde  $R_n$  es como se define en las disposiciones sobre rotura por cizallamiento en bloque del capítulo J de la especificación AISC.

El capítulo J 2.3 de AISC 360-16 se encuentra en páginas 16.1-113 a 16.1-148.

- Paso 13. Comprobar la placa del patín para los estados límite de pandeo por compresión.

$$F_{pr} \leq \Phi_n R_n \quad (30)$$

Donde  $R_n$  se define en las disposiciones de pandeo por compresión de la sección J4.4 de la especificación AISC

La sección J4.4 de AISC 360-16 se encuentra en páginas 16.1-138.

Al comprobar el pandeo por compresión de la placa de patín, la longitud efectiva,  $KL$ , puede tomarse como  $0.65S_1$ .

Puede ser necesario repetir los pasos 3 a 13 para determinar un tamaño de placa de patín aceptable.

- Paso 14. Determine la resistencia a cortante requerida,  $V_u$ , de la viga y de la conexión alma de viga a columna a partir de:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (31)$$

Donde

$L_h$  = distancia entre los lugares de las articulaciones plásticas, en pulg.  
(mm)

$V_{gravity}$  = fuerza de corte de la viga resultante de  $1.2D + f_1L + 0.2S$  (donde  $f_1$  es un factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para cargas vivas, pero no inferior a 0.5), kips (N)

La combinación de carga de  $1.2D + f_1L + 0.2S$  está en conformidad con ASCE/SEI 7-16. Cuando se utiliza el Código Internacional de la Construcción, se debe utilizar un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para  $S$  (nieve) cuando la configuración de la cubierta no desprende nieve de la estructura.

Compruebe la resistencia al corte de la viga según la especificación AISC.

- Paso 15. Diseñe una conexión a cortante de una sola placa para la resistencia a cortante requerida,  $V_u$ , calculada en el paso 14 y situada en la cara de la columna, cumpliendo los requisitos de la especificación AISC.
- Paso 16. Compruebe los requisitos de la placa de continuidad según el capítulo 2.

El capítulo 2 de AISC 358-16 se encuentra en páginas 9.2-4 a 9.2-9.

Paso 17. Compruebe la zona del panel de la columna de acuerdo con el apartado 7.4.

La resistencia a cortante requerida de la zona del panel se determinará a partir de la suma de los momentos en las caras del pilar, determinada por la proyección de momentos iguales a  $RyFyZe$  en los puntos de articulación plástica a las caras de la columna. Para  $d$ , añadir al peralte de la viga el doble del espesor del espesor del patín.

El apartado 7.4 de la norma AISC 358 contiene las limitaciones de la relación viga columna.

El apartado 7.4 de AISC 358-16 se encuentra en página 9.2-41.

## **5. ANÁLISIS MEDIANTE CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE SEGÚN CAPÍTULO 2 DE LA NORMA AGIES NSE 3-2018**

Para el tema de estudio del presente trabajo se hace necesario utilizar una metodología que permita determinar el comportamiento de las estructuras en las diferentes condiciones, el método de carga estática equivalente es aplicable tanto a estructuras de concreto, como para estructuras de acero, el mismo permite modelar las solicitudes sísmicas mediante fuerzas estáticas horizontales y verticales aplicadas externamente a todo lo alto y ancho de la estructura.

Los cuatro conceptos en los que se basa el método de carga sísmica estática equivalente son el espectro de diseño sísmico, la masa efectiva de la edificación, las propiedades elásticas de la estructura y en el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación.

Además, tal como lo menciona la norma, sus resultados son utilizados para ser comparados con otros métodos para calcular las solicitudes sísmicas.

### **5.1. Corte basal al límite de cedencia**

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura; ( $V_B$ ); se obtendrá con la expresión:

$$V_B = C_s W_s \quad (32)$$

Donde:

$W_s$  = es la parte del peso de la edificación definido como el peso de la masa que participa en el sismo.

$C_s$  = es el coeficiente sísmico de diseño

## 5.2. Coeficiente sísmico al límite de cedencia $C_s$

- El coeficiente sísmico ( $C_s$ ) en cada dirección de análisis se establecerá de la manera siguiente:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R\beta_d} \quad (33)$$

Donde:

- $S_a(T)$  = es la demanda sísmica de diseño (pseudo-aceleración inducida en función del período) para una estructura con período  $T$  obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio, según la probabilidad de ocurrencia requerida, en la Sección 4.5.6 de la NSE 2
- $R$  = es el factor de reducción
- $T$  = es el período fundamental de vibración de la estructura
- $\beta_d$  = se obtiene según la ecuación 37

### 5.3. Valores mínimos de Cs

- Se verificará que el Cs obtenido con la ecuación 33 cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq \frac{0.044S_{cd}F_d}{\beta_d} \geq 0.01 \quad (34)$$

Donde:

La ecuación 35 aplica si el índice de sismicidad es igual a cuatro puntos dos ( $Io = 4.2$ );

$$C_s \geq \frac{0.45K_dF_d}{R\beta_d} \quad (35)$$

$$F_d = \left[ 0.59 + \frac{4.775S_{1d}}{S_{cd}T_{FR}} \right] * \frac{1}{K_d} \quad (36)$$

$T_F$  es el período fundamental obtenido por medio de la formula analítica de la ecuación 41

$$\frac{2}{3K_d} \leq F_d < 1$$

$$\beta_d = \frac{4}{1 - In(\varepsilon)} \quad (37)$$

- $\varepsilon$  es el amortiguamiento efectivo de la estructura, el cual debe ser tomado como 0.05. Para estructuras con sistemas de aislamiento en la base o amortiguadores, el amortiguamiento efectivo se designará según indicaciones del fabricante.

#### **5.4. Casas y edificios menores - se permite reducción de espectro**

- En aquellos casos en que  $Scr$  excede 1.5, y si el período fundamental  $T$  calculado conforme a la Sección 2.1.9 resulta igual o menor que 0.50 segundos se permitirá volver a Sección 4.5.6 de la NSE 2 y recalcular la meseta del espectro  $Sa(T)$  suponiendo  $Scr = 1.5$  siempre y cuando la estructura cumpla además lo siguiente:
  - Estructura E2 de 3 niveles o menos.
  - Estructura E1, E3 o E4 de 5 niveles o menos sobre la base nominal y que además califique como regular en planta y en elevación conforme al Capítulo 1 de esta norma.
  - E5 de 1 nivel.
  - La reducción no aplica a estructuras E6.

#### **5.5. Fórmula empírica para período fundamental de vibración**

- El período fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = K_T(h_n)^x \quad (38)$$

Donde:

- $h_n$  es la altura total del edificio, en metros, desde la base.
- Según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la Ecuación 38:

- (1)  $K_T = 0.049$ ,  $x = 0.75$  para sistemas estructurales E2, E3, E4 o E5.
- (2)  $K_T = 0.047$ ,  $x = 0.90$  solamente para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas.
- (3)  $K_T = 0.047$ ,  $x = 0.85$  para sistemas E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior.
- (4)  $K_T = 0.072$ ,  $x = 0.80$  solamente para sistemas estructurales E1 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas.
- (5)  $K_T = 0.072$ ,  $x = 0.75$  para sistemas E3 o E4 de acero rigidizados.

## 5.6. Fórmula alterna opcional

- (a) Para sistemas estructurales E2, E3 o E4, con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada con altura no mayor a 36.6 metros, el período aproximado puede electivamente calcularse como:

$$T_a = \frac{C_q}{\sqrt{C_w}} h_n^{0.85} \quad (39)$$

Donde:

$$C_q = 0.00058m$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \quad (40)$$

- El período  $T_a$  así calculado debe quedar comprendido entre los valores de  $T_a$  obtenidos del primer caso y tercer caso de la Ecuación 38.

Donde:

$hn$  = altura de la estructura sobre la base sísmica.

$x$  = número de muros estructurales en la dirección de análisis.

$A_i$  = área del alma del muro "i" en metros cuadrados.

$D_i$  = longitud del alma del muro "i".

$AB$  = área de la planta de la estructura en metros cuadrados

## 5.7. Fórmula analítica del período fundamental de vibración T

- Los períodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada dirección de análisis, se podrán establecer analíticamente tomando en consideración las rigideces y características estructurales de los componentes de una estructura. Se deberá utilizar un método analítico debidamente sustentado en la literatura técnica.
- Un método aplicable es el de Rayleigh dado por la Ecuación 41:

$$T_F = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i u_i)^2}{g \sum_{i=1}^n (F_i u_i)}} \quad (41)$$

Donde:

$W_i$  = peso sísmico efectivo del nivel i

$u_i$  = desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel i

Estos Desplazamientos laterales se pueden calcular ignorando los efectos de giro de la planta.

$F_i$  = fuerza estática equivalente para el nivel i

$g$  = aceleración debida a la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

- Este y otros métodos son iterativos ya que los desplazamientos dependen de las fuerzas sísmicas y éstas dependen del período de vibración cuyo valor es el que se está calculando.
- Los períodos fundamentales TF calculados analíticamente en cada dirección de análisis no se utilizarán directamente sin antes compararlos con estimaciones empíricas, como se indica en la próxima sección.

### 5.8. Selección del período T a utilizar

- Los períodos T que se utilizarán con el método estático equivalente en la ecuación 33 en cada dirección de análisis podrán ser:
  - Directamente los períodos empíricos  $T_a$  calculados con la Sección 2.1.6;
  - Para sistemas estructurales E2, E3 o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada podrá recurrirse al período  $T_a$  obtenido con la Sección 2.1.7; la sección 2.1.7 se encuentra recopilada en el presente documento como sección 5.6.
  - Los períodos analíticos TF calculados con la Sección 2.1.8 limitados conforme a la Ecuación 41:

$$T = T_F \leq 1.4T_a \quad (42)$$

## 5.9. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

El cortante basal de cedencia (VB) se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo con:

$$F_x = C_{yx} V_B \quad (43)$$

$$C_{xy} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \quad (44)$$

Donde:

$F_x$  = es el cortante de cedencia en el nivel x de la edificación

$h_x$  = es la altura del nivel x sobre la base sísmica

$k = 1$ , para  $T \leq 0.5$  segundos

$k = 0.75 + 0.5 T_s$ , para  $0.5 < T \leq 2.5$  segundos

$k = 2$ , para  $T > 2.5$  segundos

Los términos  $W_x$ ,  $W_i$ ,  $h_x$  y  $h_i$  han sido previamente definidos

## 5.10. Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas

El movimiento del suelo conocido como sismo induce en las estructuras una fuerza que se distribuirá a todo lo alto de la estructura tal como se describe a continuación.

### 5.10.1. Distribución directa

- La fuerza sísmica ( $V_x$ ), acumulada desde arriba hasta el nivel x, se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismo-resistente que están en el piso debajo del nivel x, tomando en cuenta las

rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel x.

- En el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento de giro causado por la excentricidad del centro de masa del entrepiso respecto de su centro de rigidez cuando el diafragma tenga rigidez en cortante. En casos de diafragmas sin rigidez cortante, las fuerzas iniciales se aplicarán según la posición de las masas que las generan.

#### **5.10.2. Excentricidad accidental**

- Cuando los diafragmas tengan rigidez cortante, se deberá considerar una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente que se determinará de la siguiente forma:
  - Para fuerzas aplicadas paralelas a alguna de las direcciones de análisis, se sumará al momento inherente de giro un momento de giro accidental ( $M_{ga}$ ) producto de la fuerza inercial ( $V_i$ ) multiplicada por una excentricidad accidental igual al 5 % de la dimensión del nivel perpendicular a las fuerzas consideradas; si hay fuerzas iniciales ortogonales, simultaneas, se aplicarán las excentricidades correspondientes al mayor efecto, no ambas.
  - Las fuerzas sísmicas que estuvieran aplicadas en direcciones arbitrarias se descompondrán en las direcciones de análisis y se aplicarán las excentricidades correspondientes al mayor efecto.

## **5.11. Volteo**

La norma AGIES NSE 3-2018 especifica que toda edificación se debe diseñar para resistir los efectos de volteo por fuerzas sísmicas que se encuentran en la sección 2.3 de dicha norma.

## **5.12. Cálculo de desplazamientos laterales provocados por sismo**

Es necesario determinar los desplazamientos que la estructura tendrá durante un evento sísmico, es decir durante el tiempo que estará en servicio y de dichos desplazamientos dependerá la demanda de rigidez que necesitará la estructura.

### **5.12.1. Espectro para calcular los desplazamientos**

Según la sección 2.5.2 de la norma AGIES NSE 3-2018 se debe calcular por medio de un análisis lineal elástico sujeto al coeficiente  $C_s$  según sea el caso de valores mínimos de  $C_s$  o coeficiente sísmico al límite de cedencia  $C_s$  que se encuentran recopilados en el presente documento en secciones 5.2 y 5.3 respectivamente.

La ecuación 35 del presente documento es la ecuación 2.1.4-2 de la norma AGIES NSE 3-2018 y en dicha norma indica que puede ser aplicada si  $S_{1r} \geq 0.6g$

### **5.12.2. Período que utilizar en el espectro**

Según la norma AGIES NSE 3-2018 se puede utilizar el período  $T_F$  de la fórmula analítica del período fundamental de vibración  $T$ , la cual se encuentra

recopilada en el presente documento como ecuación 41, sin aplicar la limitación que especifica la ecuación 42, que corresponde a la ecuación 2.1.9-1 de dicha norma.

### 5.13. Derivas

La deriva de piso de diseño se calcula como la diferencia de las deflexiones en los centros de masa en la parte superior e inferior del piso en consideración.

Según ASCE 7-16, la deflexión en el nivel x ( $\delta_x$ ) en pulgadas o milímetros, utilizada para calcular la deriva de piso de diseño  $\Delta$ , se determinará de acuerdo con la ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (45)$$

Donde:

$C_d$  = factor de amplificación.

$\delta_{xe}$  = deflexión en la ubicación requerida determinada mediante un análisis elástico.

$I_e$  = factor de importancia.

Para el proceso de revisión de los diferentes casos en el presente trabajo se menciona una relación de derivas la cual consiste en el cociente de dividir la deriva inelástica producto del análisis, dividido la deriva inelástica permisible, siendo el límite de dicha relación 1.

AGIES NSE-7.5-18 brinda valores permisibles de derivas laterales en la tabla 6-2-1. Para el caso de la presente investigación se utilizó el límite de estructuras en general siendo este límite  $0.02h_{sx}$ , donde  $h_{sx}$  representa la altura del nivel bajo el nivel x.

#### 5.14. Estabilidad

Entre los métodos alternativos que se encuentran en AISC 360-16 se encuentra el método de la longitud efectiva, el cual se utilizó para la presente investigación cumpliendo con una de las limitaciones que posee dicho método, siendo este que la estructura soporte las cargas gravitacionales principalmente a través de columnas, muros o pórticos verticales.

El método de longitud efectiva evalúa el pandeo por flexión se evalúa como  $KL$ , donde L representa la longitud sin arriostramiento lateral del miembro y K puede ser tomado como 1 para sistemas de marcos de momento en que la rigidez en flexión de las columnas no sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales.

En ANSI AISC 360-16 apéndice 7 se encuentra la base que se tomó como límite para la revisión de estabilidad, en la sección 3 del anexo 7 menciona que es permitido utilizar el K, que es el factor de longitud efectiva, como 1 en el diseño de todas las columnas, si la razón de deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden en todos los pisos es igual o menor que 1.1. Es importante mencionar que las normas AGIES, que son las que rigen el diseño sismorresistente para Guatemala, permite que se tomen los valores promedio en lugar de los valores máximos como los demanda ASCE, para el caso de la presente investigación, en todas las iteraciones se calcularon valores

máximos y promedio de derivas, pero se tomaron los resultados promedio para la revisión de estabilidad.

La razón de deriva de segundo orden y la deriva de primer orden en un piso puede ser tomada como el amplificador  $B_2$ , la manera como se calcula se explica a continuación.

Según ANSI-AISC 360-16 en el capítulo C sección C1 se debe garantizar estabilidad tanto para la estructura como para todos los elementos que la componen. Se debe considerar:

- Deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial, así como cualquier otra deformación que pueda contribuir a los desplazamientos de la estructura
- Efectos de segundo orden,  $P-\Delta$  y  $P-\delta$
- Imperfecciones geométricas
- Reducciones de rigidez debido a comportamiento inelástico
- Incertezza en la determinación de la rigidez y la resistencia del sistema, miembros y conexiones.

#### **5.14.1. Deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial**

Se refiere a los efectos que se pueden producir en los diferentes elementos y conexiones que pertenecen al sistema sismorresistente de una estructura. A medida que se va desarrollando el análisis de una estructura se pueden observar las demandas de rigidez que se hace necesario tomar en cuenta en los elementos que componen los marcos sísmicos.

#### **5.14.2. Efectos de segundo orden, $P-\Delta$ y $P-\delta$**

Tomar en cuenta los efectos de segundo orden significa evaluar la condición en que la estructura se encuentre en un rango inelástico, es decir una estructura deformada debido a la solicitación en simultáneo de cargas gravitacionales y laterales. Las cargas axiales suman un momento adicional que condiciona la estabilidad de la estructura.

Según AISC 360-16 en sección C.2.1(b) es permitido no considerar el efecto  $P-\delta$  en la respuesta de la estructura si se cumplen las siguientes tres condiciones; (1) si la estructura soporta cargas gravitacionales a través de columnas, muros o marcos verticales; (2) la razón entre la máxima deriva de piso de primer segundo orden y la máxima deriva de piso de primer orden en todos los pisos es igual o menor a 1.7; (3) no más de un tercio del total de la carga gravitacional es soportada por columnas que son parte de marcos resistentes a momento en la dirección de traslación considerada.

#### **5.14.3. Imperfecciones geométricas**

Por imperfecciones, según AISC 360-16, se refiere a imperfecciones en el sistema, una de las que más importancia tiene es el desaplomo de las columnas, es decir la perdida de la verticalidad en las columnas. AISC 360-16 provee dos maneras de considerar dichas imperfecciones, modelando de manera directa las imperfecciones en el análisis, esto como se especifica en la sección C2.2a, o bien con el uso de cargas ficticias según se especifica en la sección C2.2b.

Según AISC 360-16 sección C2.2a, la estructura deberá ser analizada con los puntos de intersección de sus miembros desplazados de su ubicación inicial.

La magnitud de ducho desplazamiento deber ser igual a la máxima distancia considerada en el diseño, este desplazamiento se busca que sea dando un efecto máximo desestabilizador.

Según AISC 360-16 sección C2.2b, la carga ficticia es aplicable a todos los tipos de estructuras y puede ser aplicable tanto a intersecciones de miembros como en puntos a lo largo de los miembros.

#### **5.14.4. Reducciones de rigidez debido a comportamiento inelástico**

La reducción de rigidez en los componentes según AISC 360-16 se debe realizar mediante la implementación de un factor de 0.80 a todas las rigideces que se considere que contribuyen a la estabilidad de la estructura. La reducción de rigidez aplicada a ciertos miembros puede llevar a una distorsión de la estructura por lo cual es recomendable, según AISC 360-16, aplicar la reducción de rigidez a todas las rigideces de la estructura.

#### **5.14.5. Incerteza en la determinación de la rigidez y la resistencia del sistema, miembros y conexiones**

Según AISC 360-16 las resistencias disponibles de los miembros deben ser determinadas de acuerdo con lo que indican los capítulos D a capítulo K de dicho código. Menciona que la longitud efectiva, para pandeo por flexión debe ser tomada como la longitud no arriostrada a menos que un valor menor pueda ser justificado mediante un análisis racional.

El capítulo C de ANSI-AISC 360-16 permite que se utilicen métodos aproximados de análisis de segundo orden que se encuentran en dicho documento en su anexo 8.

Para la presente investigación se utilizó el factor  $B_2$  el cual amplifica los efectos P-delta determinados para cada entrepiso de la estructura y para cada dirección de traslación lateral de la misma, para considerar los efectos de segundo orden.

La ecuación para calcular el amplificador  $B_2$  se encuentra en el apéndice 8 de ANSI-AISC 360-16 como sigue:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{piso}}{P_e piso}} \geq 1 \quad (46)$$

Donde:

$$\alpha = 1.00 \text{ (LRFD); } \alpha = 1.60 \text{ (ASD)}$$

$P_{piso}$  = carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales, kgf (N).

$P_{e piso}$  = Resistencia a pandeo elástico del entropiso, en la dirección de traslación considerada, determinada mediante análisis al pandeo por desplazamiento lateral kgf (N) o según:

$$P_{e piso} = R_M \frac{H_L}{\Delta_H} \geq 1 \quad (47)$$

$H$  = esfuerzo de corte de piso, en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de DH, kgf (N)

$L$  = altura de entrepiso, m (mm)

$$R_M = 1 - 0.15 \left( \frac{P_{inf}}{P_{piso}} \right)$$

$P_{inf}$  = carga vertical total en las columnas en el piso que sean parte de marcos rígidos, si existiera alguno, en la dirección de traslación considerada (= 0 para sistemas de marcos arriostrados), kgf (N)

$\Delta_H$  = deriva de entrepiso de primer orden en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales, mm (cm)

### 5.15. Efecto P-delta

El efecto P-delta es un fenómeno que puede ocasionar inestabilidad en una estructura y consiste en la interacción del desplazamiento lateral con la carga vertical, produciéndose solicitudes adicionales en una estructura, por lo cual se hace necesario controlar dichos efectos.

En la norma NSE 3-2018 capítulo 4 sección 4.6.2 menciona que la verificación de los efectos P-delta está basada en el coeficiente de estabilidad  $\theta$  que se calcula de la siguiente manera:

$$\theta = \frac{P_X \Delta_{CX}}{V_X h_{px}} \quad (48)$$

Donde:

$P_x$  = es la carga vertical gravitacional total encima del nivel x, incluyendo el propio nivel x. No habrá factores de mayoración en la sumatoria y pueden utilizarse las reducciones de carga viva que apliquen

$V_x$  = es el cortante entre el piso x y el x-1

$\Delta_{cx}$  = es la deriva elástica en el límite de cedencia del nivel x

$h_{Px}$  = altura de entrepiso del piso x respecto de x-1

Se debe verificar que el coeficiente de estabilidad no exceda  $\theta_{max}$  calculado de la siguiente manera:

$$\theta \leq \theta_{max} = \frac{0.5}{\beta_x C_d} \geq 0.25 \quad (49)$$

Donde:

$\beta_x$  = es la relación entre la demanda y la capacidad cortantes en el piso inmediatamente debajo del nivel x.  $\beta_x$  puede tomarse conservadoramente como 1.0 suponiendo que los elementos tienen una resistencia adecuada.

En la sección 4.6.3 de la norma AGIES NSE3-18 se menciona que hay dos condiciones para las cuales se deberá replantear la estructura añadiendo rigidez lateral las cuales son:

- Si  $\theta_{max}$  es mayor a 0.25.
- Si  $\theta$  es mayor a 0.10.

## **6. DESARROLLO EXPERIMENTAL**

La geometría en planta consiste en cuatro marcos en sentido X con distancias entre ejes de 8.50 metros, para un total de 25.50 metros de longitud y cuatro marcos en sentido Y con una distancia entre ejes de 8.50 metros, para un total de 25.50 metros. La altura entre pisos es de 3.40 metros.

Para poder iniciar con el proceso se necesitan conocer las características geométricas de la estructura, así como el uso de ésta, con el objetivo de definir las cargas actuantes en la estructura e ir realizando ensayos para definir los perfiles a utilizar. Asimismo, hablando de los factores que determinan la parte sísmica del análisis se requiere determinar, entre otros, la ubicación de la estructura, todo esto se realiza en las siguientes secciones del presente documento.

Algo importante a tomar en cuenta es que en Guatemala se comercializan ciertos perfiles de molino que no son precisamente el total de los perfiles que existen, utilizar solamente los perfiles comerciales en nuestro país limitaría el alcance de la presente investigación ya que se pretende tener configuraciones que reflejen las diferencias que hay al utilizar las dos conexiones que se están estudiando. Por lo cual, se utilizaron los perfiles W existentes según ANSI AISC.

### **6.1. Características de la estructura a proyectar**

A continuación, se presentan las características de la estructura que se utilizó para el estudio de la presente investigación, como en todo proyecto es necesario conocer datos como la ubicación geográfica y el uso de la estructura.

## **6.2. Ubicación**

El proyecto se ubica en el departamento de Guatemala, en la ciudad capital.

## **6.3. Descripción**

Consiste en un edificio de marcos especiales resistentes a momento de acero sin sótanos. El uso de la edificación es de oficinas.

## **6.4. Cargas utilizadas**

Se realizó una integración de carga, la cual incluye elementos que se adosan a la losa como cielo falso, instalaciones, así como muros tabiques y pisos, para obtener un valor de carga muerta en función del uso que tienen tanto las losas de entepiso como la losa de techo. En el caso de la carga viva se obtiene el valor según el uso de las losas de entepiso y techo, de la tabla 3.7.1-1 de cargas vivas para edificaciones de la norma AGIES NSE-2 2018. Para la carga de muros se realiza una estimación en función de la altura de los muros, así como un peso por metro cuadrado obtenido de la tabla B-3 de la norma AGIES NSE-2 2018, tomando en cuenta que los muros de mampostería se consideraron únicamente como cerramiento perimetral.

**Tabla II. Carga viva**

Descripción	kg/m <sup>2</sup>
Entrepisos	250
Techo accesible	200

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Cargas vivas tomadas directamente de la norma AGIES NSE-2 2018.

**Tabla III. Carga muerta sobre impuesta**

Descripción	kg/m
Entrepisos	230
Techo	95

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

A continuación, se detallan los valores que fueron tomados en cuenta para la integración de la carga muerta tanto de entrepisos como de techos.

**Tabla IV. Integración carga muerta en losas de entrepiso**

Carga muerta	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Entrepisos</b>	
Tablero fibra acústica	5
Instalaciones	30
Azulejos sólidos en la base de mortero de 25mm	110
Muros de tablayeso (tabiques)	75
Canales de acero suspendido	10
	<b>230</b>

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

En el caso de los techos, debido a que son losas planas se debe considerar lo que comúnmente se conoce como pañuelos, los cuales implican un relleno en la losa que debe ser incluido. Se consideraron pañuelos con 1 % de pendiente, se realizó el cálculo del volumen que estos representan y se utilizó la carga unitaria de concreto liviano o concreto pómex como lo indica la norma AGIES NSE-2 2018 en la tabla B-1.

**Tabla V. Cálculo de la carga de pañuelos en losa de techo**

<b>Pañuelos en losa de techo</b>		
L	8.50	m
B	8.50	m
área total de losa	72.25	m2
P pañuelo	1.00	%
A sección techo	0.02	m2
Volumen de un tablero	0.15	m3
Numero de tableros	9	
Volumen pañuelos total	1.38	
Concreto pómez	1700.00	Kg/m3
Carga	2349.03	Kg
Carga área	32.51	Kg/m2
Carga a utilizar	<b>50.00</b>	Kg/m2

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla VI. Integración carga muerta en losa de techo**

<b>Carga muerta</b>	
<b>Techo</b>	Kg/m2
Tablero fibra acústica	5
Instalaciones	30
Canales de acero suspendido	10
Concreto pómez de pañuelos	50
	<b>95</b>

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla VII. Carga de muros**

Descripción	kg/m
Entrepisos	537.2
Techo	177.6

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Los valores que se resumen en la tabla VII corresponden a la carga lineal calculada tomando en cuenta los valores de carga unitaria obtenida de la norma AGIES NSE-2 2018 tabla B-3 donde se listan los valores dependiendo del tipo de block y el espaciamiento del refuerzo vertical del mismo utilizando 158 kg/m<sup>2</sup> para muros de entrepiso y 148 kg/m<sup>2</sup> para muros de techo. Como la longitud entre marcos es la misma, de 8.5 metros, la otra variante es la altura, para el caso de muros de techo se tomó una altura de 1.2 metros, es decir muros baranda. A continuación, se presenta el cálculo de la carga distribuida que se muestra en la tabla VIII.

**Tabla VIII. Cálculo de carga de muros**

Carga de muros		
Lmuro	8.5	m
W muros entrepiso	158	kg/m <sup>2</sup>
W muros techo	148	kg/m <sup>2</sup>
Hmuro entrepisos	3.4	m
Hmuro techo	1.2	m
Leje	8.5	m
Carga a utilizar entrepisos (Lmuro*Hmuro*Wmuro)/Leje)	537.2	Kg/m
Carga a utilizar techo (Lmuro*Hmuro*Wmuro)/Leje)	177.6	Kg/m

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

## **6.5. Estructuración**

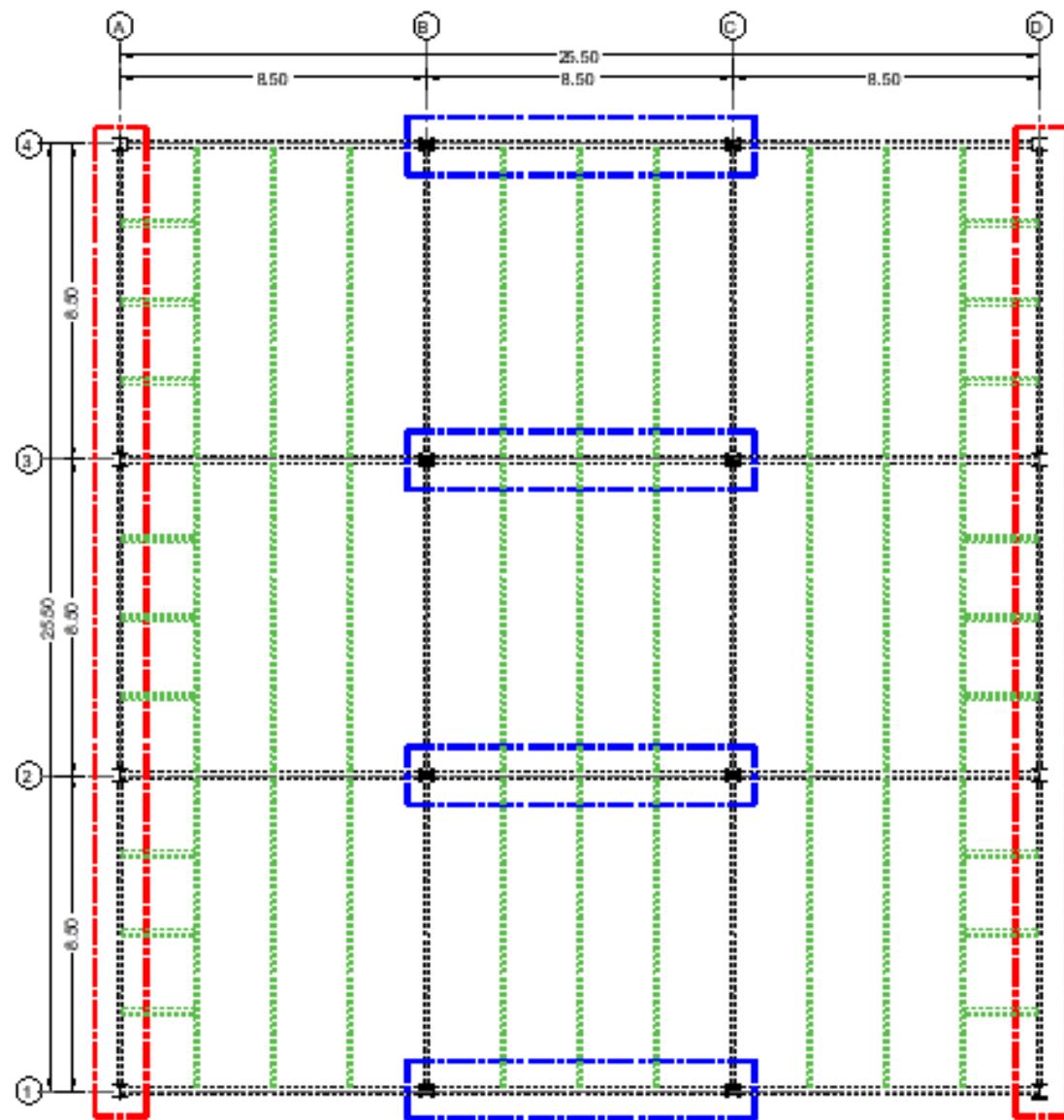
La figura 9 muestra encerrados en un recuadro azul los marcos que forman parte del sistema sismorresistente en sentido X, en color rojo se observan los marcos que pertenecen al sistema sismorresistente en sentido Y, dado que se están utilizando columnas de perfiles W se considera que el perfil posee un eje fuerte y un eje débil, parte de este concepto requiere que se dispongan las mismas de manera tal que brinden la rigidez necesaria ante la carga lateral. Si se tomaran todos los marcos como parte del sistema sismorresistente se volvería una estructura sobrada y poco económica, parte de optimizar es utilizar marcos resistentes a momento en las posiciones requeridas que se van observando durante el proceso de análisis.

Al utilizar perfiles W como columnas implica que se debe respetar las disposiciones de AISC 358, en el caso de estudio que corresponde a conexiones a momento, solo se permite que las conexiones se realicen al patín de la columna, esto provoca que las columnas solo pueden recibir marcos a momento en un sentido. Es así como, siempre referido a la figura 9, los marcos que no están encuadrados se consideran como marcos articulados o dicho de otra manera son marcos que soportaran cargas puramente gravitacionales. En cuanto a las vigas secundarias, estas se muestran en la figura 9 en color verde, siendo esta su configuración, únicamente variando su cantidad dependiendo del caso presentado, es decir, dependiendo del perfil de viga principal que se utilizó, así fue la cantidad de vigas secundarias necesarias para cumplir con el requisito de longitud libre sin arriostrar que se encuentra en ANSI AISC 341-16 sección D1.2b.

En la sección 1.2.1 página 30 del presente documento se detalla la tipología AD o de alta ductilidad a la cual pertenece la estructura de estudio

para la presente investigación. Dicha sección hace referencia a la Norma AGIES NSE-7.5.

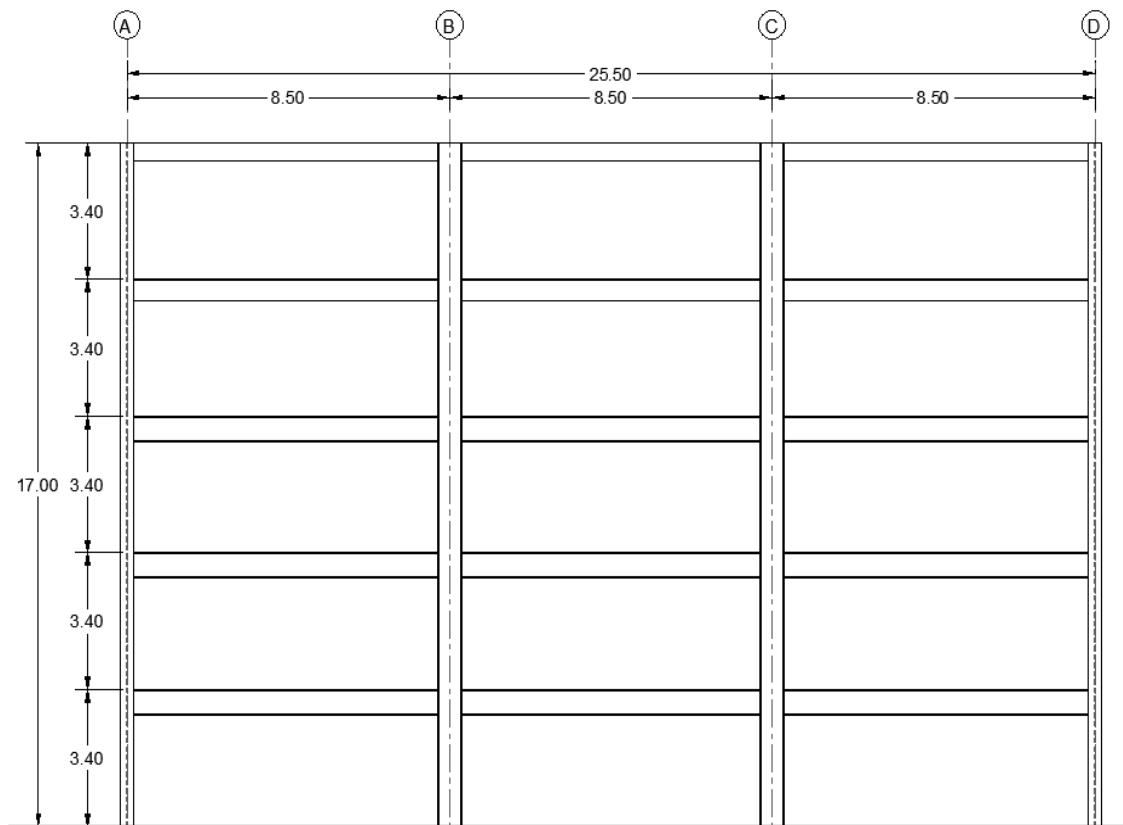
Figura 9. **Vista en planta de estructura a proyectar**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

En la figura 10 se pueden observar las alturas de pisos, la presente investigación comprende el análisis de 5 diferentes casos, sin embargo, la altura entre pisos es la misma, así como la configuración en planta, es decir, las mismas condiciones, con la variante de la altura total debido a poseer diferente número de pisos. El marco mostrado corresponde a un marco típico en sentido X.

**Figura 10. Vista en elevación de estructura a proyectar**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

## **6.6. Integración de carga sísmica**

El capítulo 5 del presente documento contiene el método que se utilizó para el análisis de sismo siendo este el método estático equivalente. AGIES NSE-2 2018 en la sección 1.11.5 contiene las limitantes o los casos para los cuales aplica o es permitido un análisis estático equivalente. Básicamente las estructuras que se analizaron en la presente investigación son regulares y de una altura menor a 50 metros, que son de las excepciones que menciona la sección 1.11.5 de AGIES NSE-2 2018.

**Tabla IX. Carga sísmica edificio de 5 niveles caso RBS**

<b>Patrón de carga</b>	<b>R</b>	<b><math>\Omega</math></b>	<b>Cd</b>	<b>I</b>	<b>Scr</b>	<b>S1r</b>	<b>TL</b>	<b>Kd</b>	<b>Scs</b>
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
<b>Patrón de carga</b>	<b>S1s</b>	<b>Ts</b>	<b>Scd</b>	<b>S1d</b>	<b>Suelo</b>	<b>Tb (s)</b>	<b>Cs</b>	<b>Ws (T)</b>	<b>Vb(T)</b>
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.978	0.0750	1811.72	135.876
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.978	0.0750	1811.72	135.876
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.443	0.0508	1811.72	92.07174
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.424	0.0515	1811.72	93.30022

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla X. Carga sísmica edificio de 5 niveles caso BFP**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.978	0.0750	1810.42	135.7508
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.978	0.0750	1810.42	135.7508
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.470	0.0499	1810.42	90.31586
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.496	0.0490	1810.42	88.7462

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XI. Carga sísmica edificio de 4 niveles caso RBS**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.818	0.0896	1420.36	127.3345
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.818	0.0896	1420.36	127.3345
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.248	0.0588	1420.36	83.46125
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.294	0.0567	1420.36	80.49432

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XII. Carga sísmica edificio de 4 niveles caso BFP**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.818	0.0896	1418.89	127.2032
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.818	0.0896	1418.89	127.2032
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.295	0.0566	1418.89	80.34918
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.306	0.0562	1418.89	79.67242

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XIII. Carga sísmica edificio de 3 niveles caso RBS**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.65	0.1128	1029.31	116.1277
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.65	0.1128	1029.31	116.1277
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.042	0.0704	1029.31	72.4405
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.054	0.0696	1029.31	71.61575

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XIV. Carga sísmica edificio de 3 niveles caso BFP**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.65	0.1128	1027.21	115.8901
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.65	0.1128	1027.21	115.8901
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.11	0.0661	1027.21	67.86355
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	1.096	0.0669	1027.21	68.73042

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XV. Carga sísmica edificio de 2 niveles caso RBS**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.47	0.1192	641.286	76.41994
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.47	0.1192	641.286	76.41994
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.795	0.0922	641.286	59.15428
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.79	0.0928	641.286	59.52868

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XVI. Carga sísmica edificio de 2 niveles caso BFP**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.47	0.1192	639.869	76.2511
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.47	0.1192	639.869	76.2511
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.835	0.0878	639.869	56.19611
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.837	0.0876	639.869	56.06184

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XVII. Carga sísmica edificio de 1 nivel caso RBS**

Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.27	0.1192	254.573	30.33663
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.27	0.1192	254.573	30.33663
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.62	0.1183	254.573	30.1108
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.607	0.1192	254.573	30.33663

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XVIII. Carga sísmica edificio de 1 nivel caso BFP**

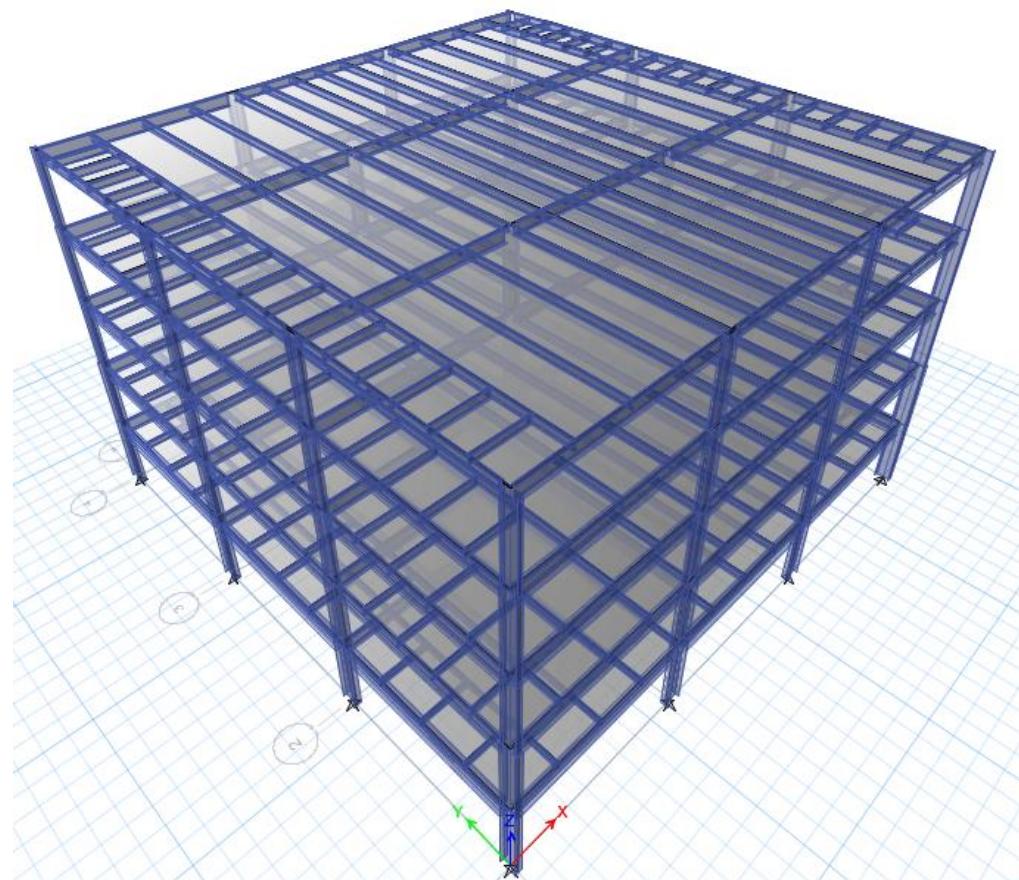
Patrón de carga	R	$\Omega$	Cd	I	Scr	S1r	TL	Kd	Scs
Sismo en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección X	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Sismo de deriva en dirección Y	8	3	5.5	1	1.43	0.88	3.26	0.6667	1.43
Patrón de carga	S1s	Ts	Scd	S1d	Suelo	Tb (s)	Cs	Ws (T)	Vb (T)
Sismo en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.27	0.1192	253.357	30.19173
Sismo en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.27	0.1192	253.357	30.19173
Sismo de deriva en dirección X	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.679	0.1080	253.357	27.36308
Sismo de deriva en dirección Y	0.88	0.62	0.95	0.59	D	0.657	0.1116	253.357	28.27934

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

## 6.7. Creación de modelo estructural para el análisis

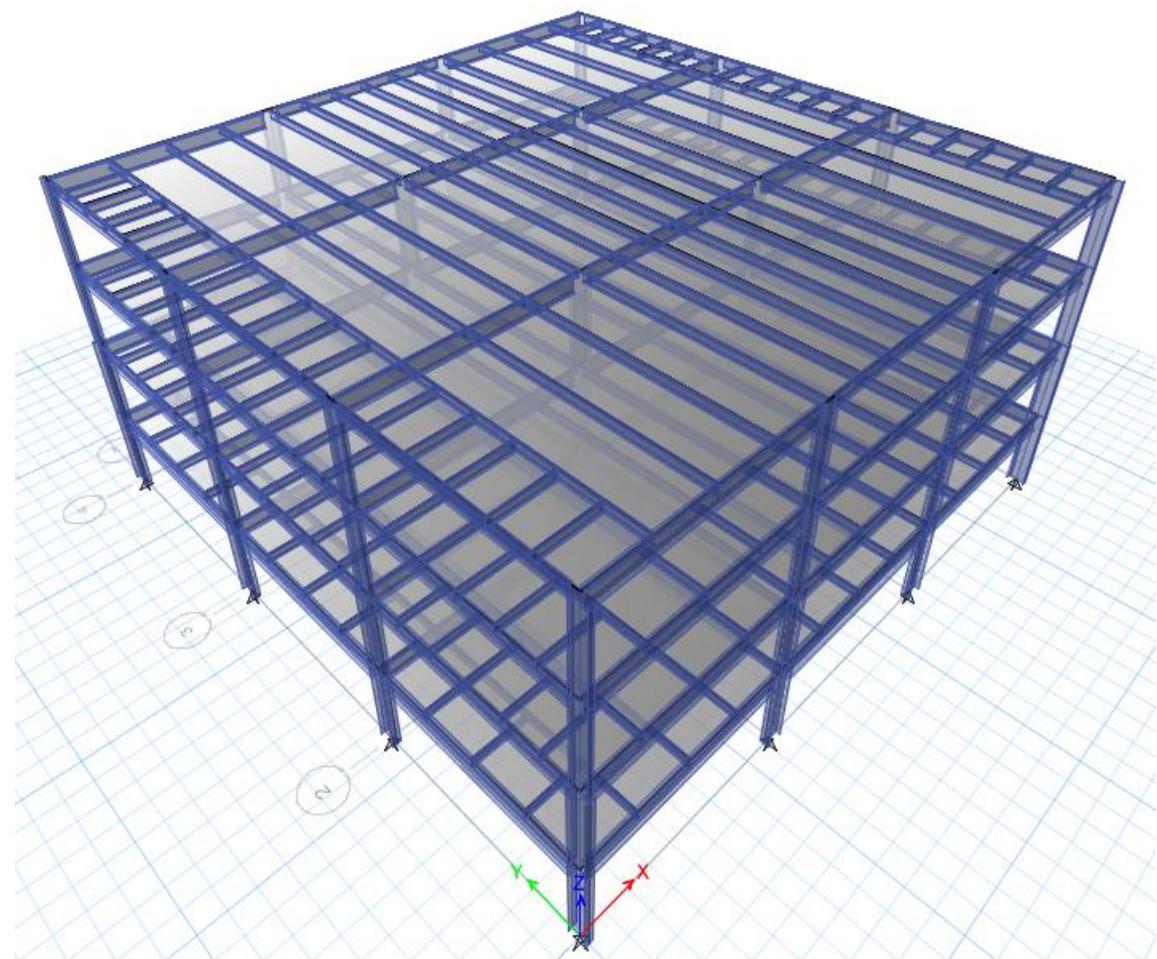
Teniendo definida la geometría y uso de la estructura se procedió a modelar, utilizando el programa ETABS en su versión 17.0.1, los diferentes casos de análisis y se configuró lo relacionado a parámetros que sirven para representar la acción sísmica a la estructura.

Figura 11. **Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 5 niveles**



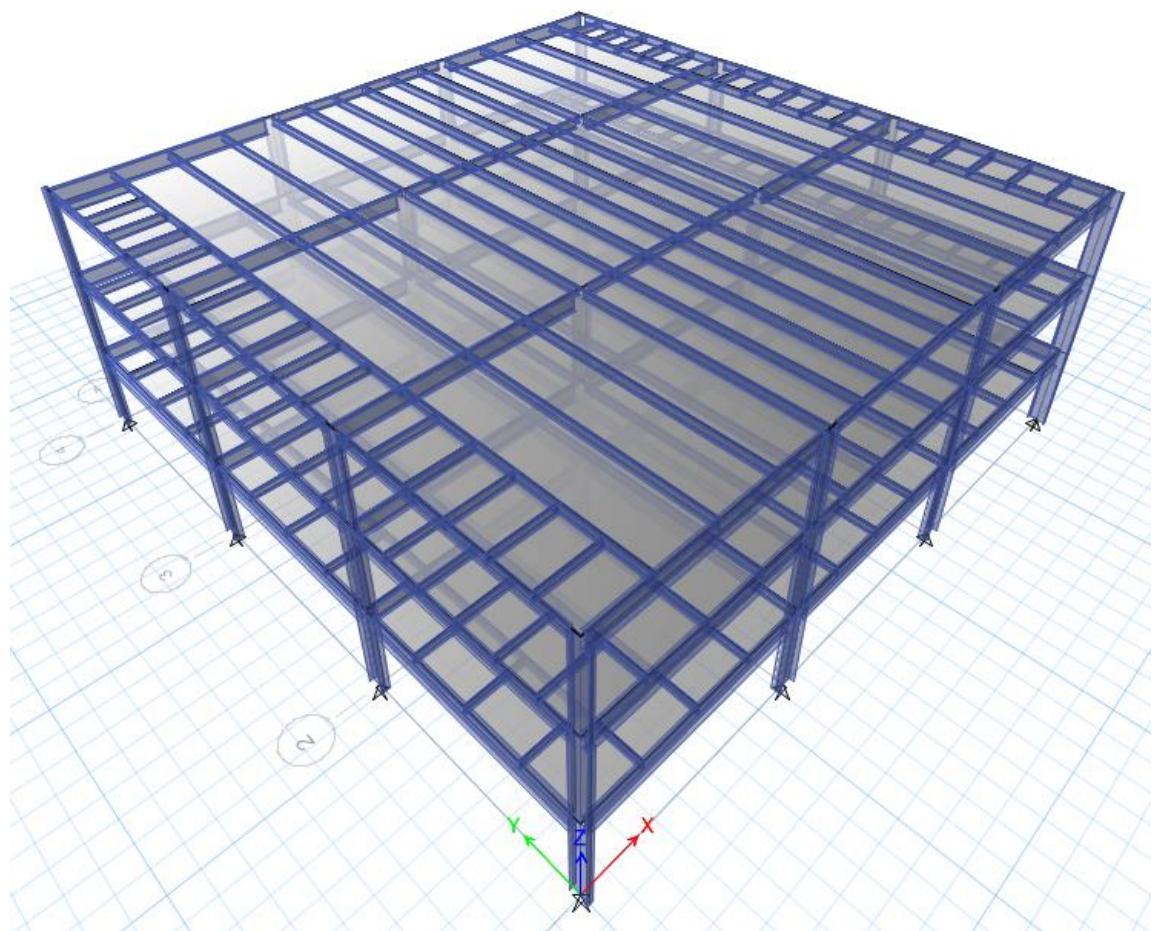
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 12. **Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 4 niveles**



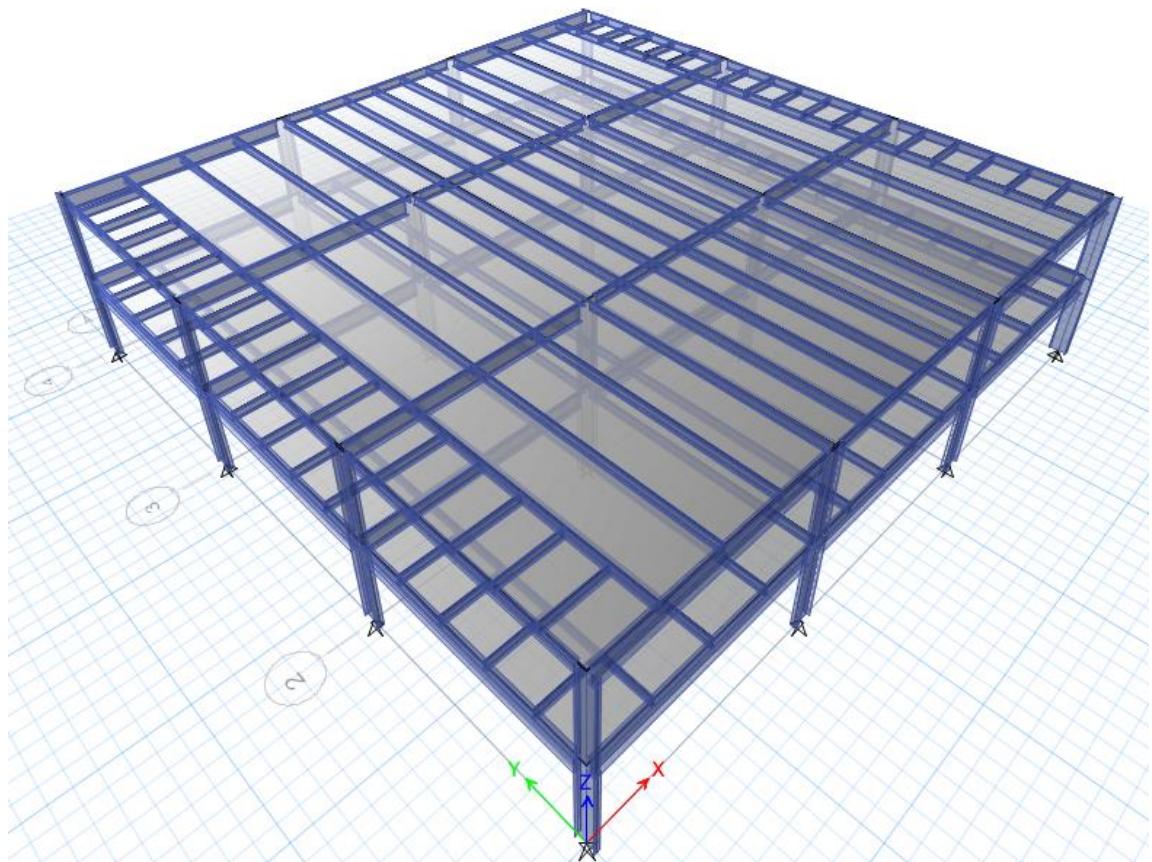
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 13. **Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 3 niveles**



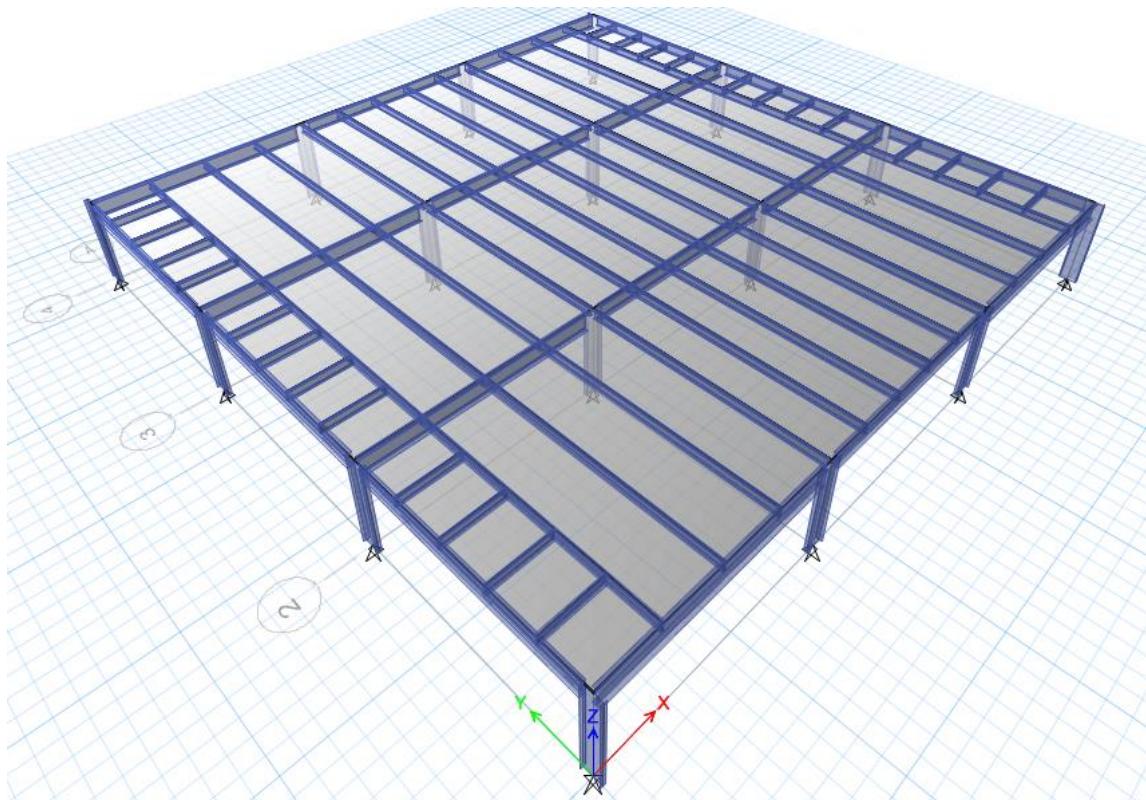
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Figura 14. **Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 2 niveles**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

**Figura 15. Vista isométrica, modelo estructural de edificio de 1 nivel**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

## **6.8. Modelado de losa**

En sistemas de marcos de acero es usual el uso de losacero, la cual consiste en una lámina estructural y una fundición de concreto, para poder definir el peralte total de dicha losa así como el espaciamiento máximo al cual se debían colocar los apoyos, es decir las vigas secundarias, se procedió a elaborar un modelo en el programa SAP 2000 versión 20, para esto se modeló una franja que representa la sección compuesta de lámina y acero, como una viga simplemente apoyada utilizando como material de la lámina la Losacero IMSA Ternium sección 4 y un concreto de resistencia 4000 psi.

Utilizando la integración de cargas presentada en la sección 6.1.3, se procedió a ensayar la franja que representa la sección compuesta de losacero con distinta distribución de vigas secundarias, así como alternancia de cargas para poder determinar los momentos críticos y compararlos con la capacidad a momento que la sección posee. Lo anterior sirve para determinar no solo la cantidad de vigas secundarias sino también para definir el espesor del *topping* de concreto que lleva la losacero y además estos datos poderlos ingresar en el modelo de ETABS y con esto el programa pueda integrar el peso propio de la losa para los diferentes modelos.

## 6.9. Revisión de estabilidad

A diferencia de los marcos con conexiones RBS, los marcos con conexiones BFP se modelaron con perfiles W sin alteración alguna de sus propiedades ni alteración a los resultados de derivas. Es por ello por lo que a partir de los modelos afinados para BFP, se realizaron las iteraciones para los casos RBS. Aunque una opción para tener en cuenta los efectos de reducción del módulo de sección plástico de las vigas, que es la esencia de la conexión RBS, es modelar la reducción de la viga, se utilizó la alternativa que la sección 5.8 del código AISC 358-16 permite, la cual consiste en multiplicar las derivas por un factor de amplificación de derivas que está en función de la geometría de la reducción de los elementos viga, para lograr el factor de amplificación se deben elegir los valores a, b y c que se definen en la sección 4.8.1 de la presente investigación.

A continuación, se detalla el proceso de revisión que se realizó para los marcos con conexión BFP y posteriormente en la sección 6.9.2 el proceso para los marcos con conexión RBS.

### **6.9.1. Revisión de estabilidad casos BFP**

Para cumplir con los objetivos de la presente investigación se realizaron en primer lugar las iteraciones propias del caso BFP, como se mencionó anteriormente, para que fuera este el punto de partida para las respectivas iteraciones de los casos RBS, es decir marcos en las mismas condiciones. Para ello se programaron hojas de cálculo en base a los conceptos que rigen estabilidad, dados en la sección 5.14 del presente documento.

A continuación, se detalla la nomenclatura utilizada para la elaboración de la hoja de cálculo de estabilidad:

- hsx: representa la altura del nivel bajo el nivel x, descrita en la sección 5.13 de la presente investigación.
- Carga D: representa la carga muerta obtenida a partir del modelo de ETABS.
- Carga L: representa la carga viva obtenida a partir del modelo de ETABS.
- Px: es la carga vertical gravitacional total encima del nivel x descrita en la sección 5.15 de la presente investigación.
- Vsx: cortante entre el piso x y el x-1 obtenido a partir del modelo de ETABS.
- δse: deriva elástica máxima obtenida a partir del modelo de ETABS.
- δ promedio: deriva elástica promedio.
- Δ: deriva inelástica en el límite de cedencia del nivel x.
- Ax: factor de amplificación torsional calculado según la sección 12.8.4.3 de ASCE 7-16
- Θ: coeficiente de estabilidad descrito en la sección 5.15 del presente documento.

- B2: amplificador para efectos de segundo orden descrito en sección 5.14 del presente documento.
- $\delta$  ratio: relación de derivas elásticas.
- $\Delta a$  ratio: relación de derivas inelásticas.

En la hoja de cálculo para la revisión de estabilidad se observan derivas promedio y derivas máximas, ASCE demanda que se realice la revisión con las derivas máximas, mientras que AGIES permite que se trabaje con las derivas promedio. Es por esta razón que se han incluido en la revisión de estabilidad los dos criterios. Pero las estructuras se afinaron según el límite para derivas promedio es decir según AGIES.

Las tablas XIX a XXIII para el caso BFP y tablas XXV a XXIX para el caso RBS muestran las columnas nombradas como X y Y para poder diferenciar los resultados de los análisis y cálculos en el sentido X y en el sentido Y.

**Tabla XIX. Revisión de estabilidad edificio de 1 nivel caso BFP**

	%Amplificación	hsx (in)	Carga D (kip)	Carga L (kip)	Px	Vsx (kip)	δse (in)	Δ	δ promedio (in)	δ ratio	Ax	θ	Bz	δse*Ax	Δa ratio	θ	Bz	δse*Ax	Δa ratio
NIVEL1	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	-60.369	0.51852	2.85	0.4865	1.07	0.79	0.05	1.06	0.52	1.07	0.04	1.05	0.49	1.00
X	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	-60.369	0.51852	2.85	0.4865	1.07	0.79	0.05	1.06	0.52	1.07	0.04	1.05	0.49	1.00
	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	60.369	0.51852	2.85	0.4865	1.07	0.79	0.05	1.06	0.52	1.07	0.04	1.05	0.49	1.00
	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	60.369	0.51852	2.85	0.4865	1.07	0.79	0.05	1.06	0.52	1.07	0.04	1.05	0.49	1.00
NIVEL1	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	60.369	0.51852	2.85	0.4865	1.07	0.79	0.05	1.06	0.52	1.07	0.04	1.05	0.49	1.00
Y	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	-62.365	0.50174	2.76	0.468534	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.03	0.04	1.05	0.47	0.96
	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	-62.365	0.50174	2.76	0.468534	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.03	0.04	1.05	0.47	0.96
	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	62.365	0.50174	2.76	0.468534	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.03	0.04	1.05	0.47	0.96
	133.86	1.00	563.93	286.71	707.29	62.365	0.50174	2.76	0.468534	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.03	0.04	1.05	0.47	0.96

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Tabla XX. Revisión de estabilidad edificio de 2 niveles caso BFP

	hx	sx	%Amplicacion	CargaD(kip)	CargaL(kip)	Px	Vsx(kip)	6se(in)	Δ	6 promedio(in)	Δ	Ax	θ	Bz	6se*Ax	Δ ratio	θ	Bz	6se*Ax	Δ ratio	
	NIVEL2	133.86	1.00	567.76	286.71	711.11	-73.983	0.362142	1.99	0.335623	1.85	1.08	0.81	0.03	1.03	0.36	0.74	0.02	1.03	0.34	0.69
		133.86	1.00	567.76	286.71	711.11	-73.983	0.362142	1.99	0.335623	1.85	1.08	0.81	0.03	1.03	0.36	0.74	0.02	1.03	0.34	0.69
X	NIVEL1	133.86	1.00	567.76	286.71	711.11	73.983	0.362142	1.99	0.335623	1.85	1.08	0.81	0.03	1.03	0.36	0.74	0.02	1.03	0.34	0.69
		133.86	1.00	567.76	286.71	711.11	73.983	0.362142	1.99	0.335623	1.85	1.08	0.81	0.03	1.03	0.36	0.74	0.02	1.03	0.34	0.69
	NIVEL2	133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	-123.927	0.520095	2.86	0.485877	2.67	1.07	0.80	0.05	1.07	0.52	1.07	0.05	1.06	0.49	1.00
		133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	-123.927	0.520095	2.86	0.485877	2.67	1.07	0.80	0.05	1.07	0.52	1.07	0.05	1.06	0.49	1.00
		133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	123.927	0.520095	2.86	0.485877	2.67	1.07	0.80	0.05	1.07	0.52	1.07	0.05	1.06	0.49	1.00
	NIVEL1	133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	711.11	0.385713	2.12	0.358138	1.97	1.08	0.81	0.03	1.03	0.39	0.79	0.03	1.03	0.36	0.74
		133.86	1.00	567.76	286.71	711.11	-73.982	0.385713	2.12	0.358138	1.97	1.08	0.81	0.03	1.03	0.39	0.79	0.03	1.03	0.36	0.74
		133.86	1.00	567.76	286.71	711.11	73.982	0.385713	2.12	0.358138	1.97	1.08	0.81	0.03	1.03	0.39	0.79	0.03	1.03	0.36	0.74
Y	NIVEL1	133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	-123.566	0.509207	2.80	0.475109	2.61	1.07	0.80	0.05	1.07	0.51	1.05	0.05	1.06	0.48	0.98
		133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	-123.566	0.509207	2.80	0.475109	2.61	1.07	0.80	0.05	1.07	0.51	1.05	0.05	1.06	0.48	0.98
		133.86	1.00	1419.67	645.10	1742.22	123.566	0.509207	2.80	0.475109	2.61	1.07	0.80	0.05	1.07	0.51	1.05	0.05	1.06	0.48	0.98

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXI. Revisión de estabilidad edificio de 3 niveles caso BFP**

		hsx (in)	%Amplicación	CargaD (kip)	Carga L (kip)	Px	Vsx (kip)	δse (in)	Δ promedio(in)	Δ	δ ratio	Ax	θ	B2	δse*Ax	Δ ratio	θ	B2	δse*Ax	Δ ratio	θ	B2	δse*Ax	Δ ratio
	NIVEL3	133.86	1.00	562.71	286.71	706.06	-66.159	0.430568	2.37	0.40225	2.21	1.07	0.80	0.03	1.04	0.43	0.88	0.03	1.04	0.40	0.40	0.83		
x	NIVEL2	133.86	1.00	562.71	286.71	706.06	-66.159	0.430568	2.37	0.40225	2.21	1.07	0.80	0.03	1.04	0.43	0.88	0.03	1.04	0.40	0.40	0.83		
	NIVEL1	133.86	1.00	562.71	286.71	706.06	-66.159	0.430568	2.37	0.40225	2.21	1.07	0.80	0.03	1.04	0.43	0.88	0.03	1.04	0.40	0.40	0.83		
	NIVEL2	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-125.246	0.43231	2.38	0.404598	2.23	1.07	0.79	0.04	1.06	0.43	0.89	0.04	1.05	0.40	0.40	0.83		
x	NIVEL1	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-125.246	0.43231	2.38	0.404598	2.23	1.07	0.79	0.04	1.06	0.43	0.89	0.04	1.05	0.40	0.40	0.83		
	NIVEL2	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-125.246	0.43231	2.38	0.404598	2.23	1.07	0.79	0.04	1.06	0.43	0.89	0.04	1.05	0.40	0.40	0.83		
	NIVEL1	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-125.246	0.43231	2.38	0.404598	2.23	1.07	0.79	0.04	1.06	0.43	0.89	0.04	1.05	0.40	0.40	0.83		
	NIVEL2	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-149.619	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
x	NIVEL1	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-149.619	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
	NIVEL2	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-149.619	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
	NIVEL1	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-149.619	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
	NIVEL2	133.86	1.00	645.10	286.71	1003.49	-2778.64	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
x	NIVEL1	133.86	1.00	645.10	286.71	1003.49	-2778.64	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
	NIVEL2	133.86	1.00	645.10	286.71	1003.49	-2778.64	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
	NIVEL1	133.86	1.00	645.10	286.71	1003.49	-2778.64	0.518296	2.85	0.485494	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.06	0.07	1.09	0.49	1.00			
	NIVEL2	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
x	NIVEL1	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
	NIVEL2	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
	NIVEL1	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
	NIVEL2	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-151.488	0.508239	2.80	0.474685	2.61	1.07	0.80	0.07	1.09	0.51	1.04	0.07	1.08	0.47	0.98			
x	NIVEL1	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-151.488	0.508239	2.80	0.474685	2.61	1.07	0.80	0.07	1.09	0.51	1.04	0.07	1.08	0.47	0.98			
	NIVEL2	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-151.488	0.508239	2.80	0.474685	2.61	1.07	0.80	0.07	1.09	0.51	1.04	0.07	1.08	0.47	0.98			
	NIVEL1	133.86	1.00	2276.90	1003.49	2778.64	-151.488	0.508239	2.80	0.474685	2.61	1.07	0.80	0.07	1.09	0.51	1.04	0.07	1.08	0.47	0.98			
	NIVEL2	133.86	1.00	645.10	286.71	1003.49	-2778.64	0.508239	2.80	0.474685	2.61	1.07	0.80	0.07	1.09	0.51	1.04	0.07	1.08	0.47	0.98			
x	NIVEL1	133.86	1.00	645.10	286.71	1003.49	-2778.64	0.508239	2.80	0.474685	2.61	1.07	0.80	0.07	1.09	0.51	1.04	0.07	1.08	0.47	0.98			
	NIVEL2	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
x	NIVEL1	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
	NIVEL2	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		
	NIVEL1	133.86	1.00	1415.30	645.10	1737.85	-126.632	0.424902	2.34	0.396333	2.18	1.07	0.80	0.04	1.05	0.42	0.87	0.04	1.05	0.40	0.40	0.81		

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Tabla XXII. Revisión de estabilidad edificio de 4 niveles caso BFP

	hsx (in)	%Ampli ficacion	CargaD (kip)	CargaL (kip)	Px	Vsx (kip)	δse (in)	Δ	δ promedio(in)	Δ	δ ratio	Ax	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio			
X	NIVEL4	133.86	1.00	565.66	286.71	709.01	-63.013	0.363979	2.00	0.337448	1.86	1.08	0.81	0.03	1.04	0.36	0.75	0.03	1.03	0.34	0.69		
		133.86	1.00	565.66	286.71	709.01	-63.013	0.363979	2.00	0.337448	1.86	1.08	0.81	0.03	1.04	0.36	0.75	0.03	1.03	0.34	0.69		
	NIVEL3	133.86	1.00	565.66	286.71	709.01	63.013	0.363979	2.00	0.337448	1.86	1.08	0.81	0.03	1.04	0.36	0.75	0.03	1.03	0.34	0.69		
		133.86	1.00	565.66	286.71	709.01	63.013	0.363979	2.00	0.337448	1.86	1.08	0.81	0.03	1.04	0.36	0.75	0.03	1.03	0.34	0.69		
	NIVEL2	133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-126.492	0.439011	2.41	0.407743	2.24	1.08	0.81	0.05	1.06	0.44	0.90	0.04	1.05	0.41	0.84	
		133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-126.492	0.439011	2.41	0.407743	2.24	1.08	0.81	0.05	1.06	0.44	0.90	0.04	1.05	0.41	0.84	
	NIVEL1	133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-126.492	0.439011	2.41	0.407743	2.24	1.08	0.81	0.05	1.06	0.44	0.90	0.04	1.05	0.41	0.84	
		133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-126.492	0.439011	2.41	0.407743	2.24	1.08	0.81	0.05	1.06	0.44	0.90	0.04	1.05	0.41	0.84	
	NIVEL4	133.86	1.00	2270.00	1003.49	2270.00	1003.49	2771.75	-162.941	0.415889	2.29	0.388645	2.14	1.07	0.80	0.05	1.07	0.42	0.85	0.05	1.06	0.39	0.80
		133.86	1.00	2270.00	1003.49	2270.00	1003.49	2771.75	-162.941	0.415889	2.29	0.388645	2.14	1.07	0.80	0.05	1.07	0.42	0.85	0.05	1.06	0.39	0.80
Y	NIVEL4	133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
		133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
	NIVEL3	133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
		133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
	NIVEL2	133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
		133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
	NIVEL1	133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
		133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-177.115	0.493922	2.72	0.463638	2.55	1.07	0.79	0.08	1.10	0.49	1.01	0.07	1.10	0.46	0.95
	NIVEL4	133.86	1.00	2270.00	1003.49	2270.00	1003.49	2771.75	-162.941	0.415889	2.29	0.388645	2.14	1.07	0.80	0.05	1.07	0.42	0.85	0.05	1.06	0.39	0.80
		133.86	1.00	2270.00	1003.49	2270.00	1003.49	2771.75	-162.941	0.415889	2.29	0.388645	2.14	1.07	0.80	0.05	1.07	0.42	0.85	0.05	1.06	0.39	0.80
Y	NIVEL4	133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-125.596	0.502502	2.76	0.470334	2.59	1.07	0.79	0.05	1.07	0.50	1.03	0.05	1.06	0.47	0.97	
		133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-125.596	0.502502	2.76	0.470334	2.59	1.07	0.79	0.05	1.07	0.50	1.03	0.05	1.06	0.47	0.97	
	NIVEL3	133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-125.596	0.502502	2.76	0.470334	2.59	1.07	0.79	0.05	1.07	0.50	1.03	0.05	1.06	0.47	0.97	
		133.86	1.00	645.10	1418.19	645.10	1740.74	-125.596	0.502502	2.76	0.470334	2.59	1.07	0.79	0.05	1.07	0.50	1.03	0.05	1.06	0.47	0.97	
	NIVEL2	133.86	1.00	2270.00	1003.49	2270.00	1003.49	2771.75	-161.68	0.412251	2.27	0.384601	2.12	1.07	0.80	0.05	1.07	0.41	0.85	0.05	1.06	0.38	0.79
		133.86	1.00	2270.00	1003.49	2270.00	1003.49	2771.75	-161.68	0.412251	2.27	0.384601	2.12	1.07	0.80	0.05	1.07	0.41	0.85	0.05	1.06	0.38	0.79
	NIVEL1	133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-175.66	0.460231	2.53	0.429884	2.36	1.07	0.80	0.07	1.10	0.46	0.95	0.07	1.09	0.43	0.88
		133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-175.66	0.460231	2.53	0.429884	2.36	1.07	0.80	0.07	1.10	0.46	0.95	0.07	1.09	0.43	0.88
	NIVEL4	133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-175.66	0.460231	2.53	0.429884	2.36	1.07	0.80	0.07	1.10	0.46	0.95	0.07	1.09	0.43	0.88
		133.86	1.00	3143.53	1361.88	3143.53	1361.88	3824.47	-175.66	0.460231	2.53	0.429884	2.36	1.07	0.80	0.07	1.10	0.46	0.95	0.07	1.09	0.43	0.88

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Tabla XXIII. Revisión de estabilidad edificio de 5 niveles caso BFP

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

### **6.9.2. Estabilidad marcos con caso de conexión RBS**

Para la revisión de estabilidad para los marcos con conexiones RBS se utilizaron las mismas hojas de cálculo que para el caso BFP, con la diferencia de que se calculó un factor de amplificación de derivas tal como se menciona en la sección 6.9. En las tablas XIX a XXIII se observan las hojas de cálculo para la revisión del caso BFP, donde la columna % de amplificación corresponde al factor de amplificación, para el caso BFP no hay modificación de los perfiles de vigas por lo tanto dicho factor es 1, es decir, el 100 % de la sección de la viga.

Para el caso RBS se calcularon los factores de amplificación para de esta manera tomar en cuenta el efecto que condiciona a los marcos al utilizar una conexión RBS, esto es, la disminución de la capacidad en la zona de la reducción y por consiguiente, desplazamientos laterales mayores que se fueron optimizando entre iteración e iteración con la ayuda de las hojas de cálculo.

En la figura 6 de la sección 4.1.2 del presente documento se muestra que representan las variables a, b y c en una conexión RBS, estas se utilizan para poder definir el factor de amplificación.

#### **6.9.2.1. Cálculo de los factores de amplificación de derivas**

El factor de amplificación de derivas está en función del ancho del patín y de la variable c y es una parte fundamental de la presente investigación ya que nos permite incorporar el efecto de la reducción del módulo de sección plástico de las vigas de los marcos y de esta manera poder iterar para poder revisar la estabilidad y obtener los elementos que demanda dicha condición. A

continuación, se muestra un ejemplo de la manera que se calcularon dichos factores.

**Tabla XXIV. Cálculo de factor de amplificación de derivas**

perfil de viga	W24X131		
ancho de patín bf (in)	12.9		
parámetros que definen la reducción de la sección de la viga	valor mínimo	usar	valor máximo
a	6.45	<b>9.50</b>	9.675
b	15.93	<b>20.00</b>	20.825
c	1.29	<b>2.25</b>	3.225
<b>factor amplificación= (0.2*((2*c)/bf))+1</b>	1.07		

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Las tablas XXV a XXIX muestran los resultados de la revisión de estabilidad para los marcos con conexión RBS.

Tabla XXV. Revisión de estabilidad edificio de 1 nivel caso RBS

	hsx (in)	%Amplicación	Carga D (kip)	Carga L (kip)	Px	Vsx (kip)	$\delta_{se}$ (in)	$\Delta$ promedio (in)	$\Delta$	$\Delta$ ratio	Ax	$\theta$	Bz	$\delta_{se} * Ax$	$\Delta$ ratio	$\theta$	Bz	$\delta_{se} * Ax$	$\Delta$ ratio	
NIVEL1	133.86	1.08	566.61	286.71	709.97	-6.394	0.4742	2.82	0.444464	2.64	1.07	0.79	0.04	1.05	0.51	1.05	0.04	1.05	0.48	0.99
X	133.86	1.08	566.61	286.71	709.97	-6.394	0.4742	2.82	0.444464	2.64	1.07	0.79	0.04	1.05	0.51	1.05	0.04	1.05	0.48	0.99
	133.86	1.08	566.61	286.71	709.97	66.394	0.4742	2.82	0.444464	2.64	1.07	0.79	0.04	1.05	0.51	1.05	0.04	1.05	0.48	0.99
	133.86	1.08	566.61	286.71	709.97	66.394	0.4742	2.82	0.444464	2.64	1.07	0.79	0.04	1.05	0.51	1.05	0.04	1.05	0.48	0.99
NIVEL1	133.86	1.09	566.61	286.71	709.97	-66.381	0.45704	2.74	0.42706	2.56	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.02	0.04	1.05	0.47	0.96
Y	133.86	1.09	566.61	286.71	709.97	-66.381	0.45704	2.74	0.42706	2.56	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.02	0.04	1.05	0.47	0.96
	133.86	1.09	566.61	286.71	709.97	66.381	0.45704	2.74	0.42706	2.56	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.02	0.04	1.05	0.47	0.96
	133.86	1.09	566.61	286.71	709.97	66.381	0.45704	2.74	0.42706	2.56	1.07	0.80	0.04	1.05	0.50	1.02	0.04	1.05	0.47	0.96

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXVI. Revisión de estabilidad edificio de 2 niveles caso RBS**

	hsx (in)	%Amplicación	CargaD(kip)	CargaL(kip)	Px	Vsx (kip)	δse (in)	Δ promedio(in)	Δ	δ ratio	Ax	θ	B2	δse *Ax	Δa ratio	θ	B2	δse *Ax	Δa ratio	θ	
X	NIVEL2	133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.098	0.374639	2.25	0.348943	2.09	1.07	0.80	0.03	1.03	0.41	0.84	0.03	1.03	0.38	0.78
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.098	0.374639	2.25	0.348943	2.09	1.07	0.80	0.03	1.03	0.41	0.84	0.03	1.03	0.38	0.78
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.098	0.374639	2.25	0.348943	2.09	1.07	0.80	0.03	1.03	0.41	0.84	0.03	1.03	0.38	0.78
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.098	0.374639	2.25	0.348943	2.09	1.07	0.80	0.03	1.03	0.41	0.84	0.03	1.03	0.38	0.78
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.098	0.374639	2.25	0.348943	2.09	1.07	0.80	0.03	1.03	0.41	0.84	0.03	1.03	0.38	0.78
Y	NIVEL1	133.86	1.07	1422.80	645.10	1745.35	-130.39	0.479944	2.82	0.448903	2.64	1.07	0.79	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.07	1422.80	645.10	1745.35	-130.39	0.479944	2.82	0.448903	2.64	1.07	0.79	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.07	1422.80	645.10	1745.35	-130.39	0.479944	2.82	0.448903	2.64	1.07	0.79	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.07	1422.80	645.10	1745.35	-130.39	0.479944	2.82	0.448903	2.64	1.07	0.79	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.519	0.379412	2.27	0.352326	2.11	1.08	0.81	0.03	1.03	0.41	0.85	0.03	1.03	0.38	0.79
>	NIVEL2	133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.519	0.379412	2.27	0.352326	2.11	1.08	0.81	0.03	1.03	0.41	0.85	0.03	1.03	0.38	0.79
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.519	0.379412	2.27	0.352326	2.11	1.08	0.81	0.03	1.03	0.41	0.85	0.03	1.03	0.38	0.79
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.519	0.379412	2.27	0.352326	2.11	1.08	0.81	0.03	1.03	0.41	0.85	0.03	1.03	0.38	0.79
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.519	0.379412	2.27	0.352326	2.11	1.08	0.81	0.03	1.03	0.41	0.85	0.03	1.03	0.38	0.79
		133.86	1.09	565.66	286.71	709.01	-77.519	0.379412	2.27	0.352326	2.11	1.08	0.81	0.03	1.03	0.41	0.85	0.03	1.03	0.38	0.79
<	NIVEL1	133.86	1.09	1422.80	645.10	1745.35	-131.192	0.472207	2.83	0.440978	2.64	1.07	0.80	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.09	1422.80	645.10	1745.35	-131.192	0.472207	2.83	0.440978	2.64	1.07	0.80	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.09	1422.80	645.10	1745.35	-131.192	0.472207	2.83	0.440978	2.64	1.07	0.80	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.09	1422.80	645.10	1745.35	-131.192	0.472207	2.83	0.440978	2.64	1.07	0.80	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99
		133.86	1.09	1422.80	645.10	1745.35	-131.192	0.472207	2.83	0.440978	2.64	1.07	0.80	0.05	1.06	0.51	1.06	0.05	1.06	0.48	0.99

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Tabla XXVII. Revisión de estabilidad edificio de 3 niveles caso RBS

	%Amplicación	tx (in)	Ficación	Carga d (kip)	Carga L (kip)	Px	Vsx (kip)	εse (in)	εsx (in)	Δ	δ promedio (in)	Δ	δ promedio (in)	Δ	Bz	δse*Ax	Δ ratio	θ	Bz	δse*Ax	Δ ratio	θ	Bz	δse*Ax	Δ ratio	θ
NIVEL3	133.86	1.09	561.59	286.71	704.94	69.681	0.46503	2.79	0.434052	2.60	1.07	0.80	0.04	1.05	0.51	1.04	0.04	1.04	0.47	0.97						
	133.86	1.09	561.59	286.71	704.94	-69.681	0.46503	2.79	0.434052	2.60	1.07	0.80	0.04	1.05	0.51	1.04	0.04	1.04	0.47	0.97						
	133.86	1.09	561.59	286.71	704.94	69.681	0.46503	2.79	0.434052	2.60	1.07	0.80	0.04	1.05	0.51	1.04	0.04	1.04	0.47	0.97						
	133.86	1.09	561.59	286.71	704.94	69.681	0.46503	2.79	0.434052	2.60	1.07	0.80	0.04	1.05	0.51	1.04	0.04	1.04	0.47	0.97						
NIVEL2	133.86	1.10	645.10	1736.38	-132.883	645.10	1736.38	-132.883	0.402044	2.43	0.37537	2.27	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85				
x	133.86	1.10	645.10	1736.38	-132.883	645.10	1736.38	-132.883	0.402044	2.43	0.37537	2.27	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85				
	133.86	1.10	645.10	1736.38	-132.883	645.10	1736.38	-132.883	0.402044	2.43	0.37537	2.27	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85				
NIVEL1	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-159.78	0.468349	2.84	0.437893	2.65	1.07	0.80	0.07	1.09	0.52	1.06	0.06	1.08	0.48	0.99					
	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-159.78	0.468349	2.84	0.437893	2.65	1.07	0.80	0.07	1.09	0.52	1.06	0.06	1.08	0.48	0.99					
	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-159.78	0.468349	2.84	0.437893	2.65	1.07	0.80	0.07	1.09	0.52	1.06	0.06	1.08	0.48	0.99					
	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-159.78	0.468349	2.84	0.437893	2.65	1.07	0.80	0.07	1.09	0.52	1.06	0.06	1.08	0.48	0.99					
NIVEL3	133.86	1.08	561.59	286.71	704.94	68.999	0.476918	2.83	0.445185	2.64	1.07	0.80	0.04	1.05	0.52	1.06	0.04	1.05	0.48	0.99						
	133.86	1.08	561.59	286.71	704.94	-68.999	0.476918	2.83	0.445185	2.64	1.07	0.80	0.04	1.05	0.52	1.06	0.04	1.05	0.48	0.99						
	133.86	1.08	561.59	286.71	704.94	68.999	0.476918	2.83	0.445185	2.64	1.07	0.80	0.04	1.05	0.52	1.06	0.04	1.05	0.48	0.99						
	133.86	1.08	561.59	286.71	704.94	68.999	0.476918	2.83	0.445185	2.64	1.07	0.80	0.04	1.05	0.52	1.06	0.04	1.05	0.48	0.99						
NIVEL2	133.86	1.10	1413.83	645.10	1736.38	-131.424	0.403557	2.44	0.376734	2.28	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85						
x	133.86	1.10	1413.83	645.10	1736.38	-131.424	0.403557	2.44	0.376734	2.28	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85						
	133.86	1.10	1413.83	645.10	1736.38	-131.424	0.403557	2.44	0.376734	2.28	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85						
	133.86	1.10	1413.83	645.10	1736.38	-131.424	0.403557	2.44	0.376734	2.28	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.91	0.04	1.05	0.41	0.85						
NIVEL1	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-157.875	0.472825	2.86	0.441932	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.07	0.06	1.08	0.49	1.00					
	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-157.875	0.472825	2.86	0.441932	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.07	0.06	1.08	0.49	1.00					
	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-157.875	0.472825	2.86	0.441932	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.07	0.06	1.08	0.49	1.00					
	133.86	1.10	2281.54	1003.49	1003.49	2783.28	-157.875	0.472825	2.86	0.441932	2.67	1.07	0.79	0.07	1.09	0.52	1.07	0.06	1.08	0.49	1.00					

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXVIII. Revisión de estabilidad edificio de 4 niveles caso RBS**

	%Amplicación	Carga D (kip)	Carga L (kip)	Px	Vx (kip)	δse (in)	Δ	δ promedio(in)	Δ	δ ratio	Ax	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio		
NIVEL4	1.09	565.13	286.71	-64.807	708.48	2.33	0.360423	2.16	1.08	0.80	0.03	1.04	0.42	0.87	0.03	1.04	0.39	0.81			
	133.86	1.09	565.13	286.71	-64.807	708.48	2.33	0.360423	2.16	1.08	0.80	0.03	1.04	0.42	0.87	0.03	1.04	0.39	0.81		
	133.86	1.09	565.13	286.71	64.807	0.387932	2.33	0.360423	2.16	1.08	0.80	0.03	1.04	0.42	0.87	0.03	1.04	0.39	0.81		
	133.86	1.09	565.13	286.71	64.807	0.387932	2.33	0.360423	2.16	1.08	0.80	0.03	1.04	0.42	0.87	0.03	1.04	0.39	0.81		
NIVEL3	133.86	1.10	1409.19	645.10	1731.74	-130.718	0.441389	2.67	0.410288	2.48	1.08	0.80	0.05	1.06	0.49	1.00	0.04	1.06	0.45	0.93	
	133.86	1.10	1409.19	645.10	1731.74	-130.718	0.441389	2.67	0.410288	2.48	1.08	0.80	0.05	1.06	0.49	1.00	0.04	1.06	0.45	0.93	
	133.86	1.10	1409.19	645.10	1731.74	130.718	0.441389	2.67	0.410288	2.48	1.08	0.80	0.05	1.06	0.49	1.00	0.04	1.06	0.45	0.93	
	133.86	1.10	1409.19	645.10	1731.74	130.718	0.441389	2.67	0.410288	2.48	1.08	0.80	0.05	1.06	0.49	1.00	0.04	1.06	0.45	0.93	
X	NIVEL2	133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-168.855	0.393487	2.36	0.366708	2.20	1.07	0.80	0.05	1.07	0.43	0.88	0.05	1.06	0.40	0.82
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-168.855	0.393487	2.36	0.366708	2.20	1.07	0.80	0.05	1.07	0.43	0.88	0.05	1.06	0.40	0.82
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	168.855	0.393487	2.36	0.366708	2.20	1.07	0.80	0.05	1.07	0.43	0.88	0.05	1.06	0.40	0.82
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	168.855	0.393487	2.36	0.366708	2.20	1.07	0.80	0.05	1.07	0.43	0.88	0.05	1.06	0.40	0.82
NIVEL1	133.86	1.09	3146.76	1361.88	3827.70	-183.968	0.462917	2.78	0.433141	2.60	1.07	0.79	0.08	1.10	0.50	1.04	0.07	1.09	0.47	0.97	
	133.86	1.09	3146.76	1361.88	3827.70	-183.968	0.462917	2.78	0.433141	2.60	1.07	0.79	0.08	1.10	0.50	1.04	0.07	1.09	0.47	0.97	
	133.86	1.09	3146.76	1361.88	3827.70	183.968	0.462917	2.78	0.433141	2.60	1.07	0.79	0.08	1.10	0.50	1.04	0.07	1.09	0.47	0.97	
	133.86	1.09	3146.76	1361.88	3827.70	183.968	0.462917	2.78	0.433141	2.60	1.07	0.79	0.08	1.10	0.50	1.04	0.07	1.09	0.47	0.97	
	NIVEL4	133.86	1.09	565.13	286.71	708.48	-63.019	0.403483	2.42	0.375751	2.25	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.90	0.03	1.04	0.41	0.84
		133.86	1.09	565.13	286.71	708.48	-63.019	0.403483	2.42	0.375751	2.25	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.90	0.03	1.04	0.41	0.84
		133.86	1.09	565.13	286.71	708.48	-63.019	0.403483	2.42	0.375751	2.25	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.90	0.03	1.04	0.41	0.84
		133.86	1.09	565.13	286.71	708.48	-63.019	0.403483	2.42	0.375751	2.25	1.07	0.80	0.04	1.05	0.44	0.90	0.03	1.04	0.41	0.84
	NIVEL3	133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
	NIVEL2	133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
		133.86	1.09	2271.01	1003.49	2772.75	-163.187	0.409976	2.46	0.383395	2.30	1.07	0.79	0.06	1.07	0.45	0.92	0.05	1.07	0.42	0.86
	NIVEL1	133.86	1.10	3146.76	1361.88	3827.70	-177.421	0.460545	2.79	0.431437	2.61	1.07	0.79	0.08	1.11	0.51	1.04	0.08	1.10	0.47	0.97
		133.86	1.10	3146.76	1361.88	3827.70	-177.421	0.460545	2.79	0.431437	2.61	1.07	0.79	0.08	1.11	0.51	1.04	0.08	1.10	0.47	0.97
		133.86	1.10	3146.76	1361.88	3827.70	-177.421	0.460545	2.79	0.431437	2.61	1.07	0.79	0.08	1.11	0.51	1.04	0.08	1.10	0.47	0.97
		133.86	1.10	3146.76	1361.88	3827.70	-177.421	0.460545	2.79	0.431437	2.61	1.07	0.79	0.08	1.11	0.51	1.04	0.08	1.10	0.47	0.97

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXIX. Revisión de estabilidad edificio de 5 niveles caso RBS**

	%Amplicación	Carga D (kip)	Carga L (kip)	Px	Vsx (kip)	Se (kip)	Δ	δ promedio(in)	Δ	δ ratio	Ax	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio	θ	Bz	δse *Ax	Δ ratio	θ	
	hsx (in)	286.71	700.15	-59.98	0.409179	2.48	0.382217	2.31	1.07	0.80	0.04	1.05	0.45	0.92	0.04	1.05	0.42	0.86	0.42	0.04	1.05	0.42	0.86		
NIVELES	133.86	1.10	556.79	286.71	700.15	-59.98	0.409179	2.48	0.382217	2.31	1.07	0.80	0.04	1.05	0.45	0.92	0.04	1.05	0.42	0.86	0.42	0.04	1.05	0.42	0.86
x	133.86	1.10	556.79	286.71	700.15	-59.98	0.409179	2.48	0.382217	2.31	1.07	0.80	0.04	1.05	0.45	0.92	0.04	1.05	0.42	0.86	0.42	0.04	1.05	0.42	0.86
NIVEL4	133.86	1.10	1403.34	645.10	1725.89	-126.051	0.431145	2.61	0.404145	2.45	1.07	0.79	0.05	1.06	0.47	0.97	0.05	1.06	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.10	1403.34	645.10	1725.89	-126.051	0.431145	2.61	0.404145	2.45	1.07	0.79	0.05	1.06	0.47	0.97	0.05	1.06	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.10	1403.34	645.10	1725.89	-126.051	0.431145	2.61	0.404145	2.45	1.07	0.79	0.05	1.06	0.47	0.97	0.05	1.06	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL3	133.86	1.09	2253.09	1003.49	2754.84	-169.61	0.438782	2.63	0.411087	2.46	1.07	0.79	0.06	1.07	0.48	0.98	0.05	1.07	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
x	133.86	1.09	2253.09	1003.49	2754.84	-169.61	0.438782	2.63	0.411087	2.46	1.07	0.79	0.06	1.07	0.48	0.98	0.05	1.07	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	2253.09	1003.49	2754.84	-169.61	0.438782	2.63	0.411087	2.46	1.07	0.79	0.06	1.07	0.48	0.98	0.05	1.07	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL2	133.86	1.10	3124.22	1361.88	3805.16	-193.872	0.372289	2.25	0.348946	2.11	1.07	0.79	0.06	1.08	0.41	0.84	0.06	1.07	0.38	0.79	0.38	0.04	1.05	0.38	0.79
	133.86	1.10	3124.22	1361.88	3805.16	-193.872	0.372289	2.25	0.348946	2.11	1.07	0.79	0.06	1.08	0.41	0.84	0.06	1.07	0.38	0.79	0.38	0.04	1.05	0.38	0.79
	133.86	1.10	3124.22	1361.88	3805.16	-193.872	0.372289	2.25	0.348946	2.11	1.07	0.79	0.06	1.08	0.41	0.84	0.06	1.07	0.38	0.79	0.38	0.04	1.05	0.38	0.79
NIVEL1	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-202.919	0.430629	2.58	0.40441	2.42	1.06	0.79	0.08	1.11	0.47	0.96	0.08	1.10	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-202.919	0.430629	2.58	0.40441	2.42	1.06	0.79	0.08	1.11	0.47	0.96	0.08	1.10	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-202.919	0.430629	2.58	0.40441	2.42	1.06	0.79	0.08	1.11	0.47	0.96	0.08	1.10	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL5	133.86	1.10	556.79	286.71	700.15	-60.582	0.425405	2.57	0.396819	2.40	1.07	0.80	0.04	1.05	0.47	0.96	0.04	1.05	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
x	133.86	1.10	556.79	286.71	700.15	-60.582	0.425405	2.57	0.396819	2.40	1.07	0.80	0.04	1.05	0.47	0.96	0.04	1.05	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.10	556.79	286.71	700.15	-60.582	0.425405	2.57	0.396819	2.40	1.07	0.80	0.04	1.05	0.47	0.96	0.04	1.05	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL4	133.86	1.09	1403.34	645.10	1725.89	-127.461	0.428049	2.57	0.400539	2.40	1.07	0.79	0.05	1.06	0.47	0.96	0.04	1.05	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	1403.34	645.10	1725.89	-127.461	0.428049	2.57	0.400539	2.40	1.07	0.79	0.05	1.06	0.47	0.96	0.04	1.05	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	1403.34	645.10	1725.89	-127.461	0.428049	2.57	0.400539	2.40	1.07	0.79	0.05	1.06	0.47	0.96	0.04	1.05	0.44	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL3	133.86	1.10	2253.09	1003.49	2754.84	-171.676	0.443489	2.68	0.414389	2.51	1.07	0.80	0.06	1.07	0.49	1.00	0.05	1.07	0.46	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
x	133.86	1.10	2253.09	1003.49	2754.84	-171.676	0.443489	2.68	0.414389	2.51	1.07	0.80	0.06	1.07	0.49	1.00	0.05	1.07	0.46	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.10	2253.09	1003.49	2754.84	-171.676	0.443489	2.68	0.414389	2.51	1.07	0.80	0.06	1.07	0.49	1.00	0.05	1.07	0.46	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL2	133.86	1.10	3124.22	1361.88	3805.16	-196.401	0.364928	2.21	0.340422	2.06	1.07	0.80	0.06	1.07	0.40	0.82	0.05	1.07	0.46	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.10	3124.22	1361.88	3805.16	-196.401	0.364928	2.21	0.340422	2.06	1.07	0.80	0.06	1.07	0.40	0.82	0.05	1.07	0.46	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.10	3124.22	1361.88	3805.16	-196.401	0.364928	2.21	0.340422	2.06	1.07	0.80	0.06	1.07	0.40	0.82	0.05	1.07	0.46	0.91	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
NIVEL1	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-205.683	0.415405	2.49	0.388498	2.33	1.07	0.79	0.08	1.10	0.45	0.93	0.07	1.10	0.42	0.87	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-205.683	0.415405	2.49	0.388498	2.33	1.07	0.79	0.08	1.10	0.45	0.93	0.07	1.10	0.42	0.87	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-205.683	0.415405	2.49	0.388498	2.33	1.07	0.79	0.08	1.10	0.45	0.93	0.07	1.10	0.42	0.87	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87
	133.86	1.09	4013.26	1720.27	4873.39	-205.683	0.415405	2.49	0.388498	2.33	1.07	0.79	0.08	1.10	0.45	0.93	0.07	1.10	0.42	0.87	0.42	0.04	1.05	0.42	0.87

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

## **6.10. Revisión de criterio columna fuerte viga débil**

La sección 3.2.1 de la presente investigación contiene el requisito del sistema que consiste en que la sumatoria de momentos de columna dividido dentro de la sumatoria de momentos de vigas deberá ser mayor a 1. Lo anterior básicamente significa que la capacidad de las vigas no debe sobrepasar la capacidad de las columnas. El principio de funcionamiento del sistema de marcos estructurales ante las fuerzas que induce un evento sísmico es la de disipar una parte de la energía y resistir otra parte de dicha energía. Por lo anterior es necesario cumplir con dicho requisito propio del sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento, que es el tema central de la presente investigación.

Para poder realizar la sumatoria de momentos de viga es necesario calcular la ubicación de la articulación plástica que es conocida como Sh. A continuación, se describe la manera como se calculó dicho parámetro tanto para los marcos con conexión RBS como para los marcos con conexión BFP.

### **6.10.1. Cálculo de ubicación de articulación plástica conexión RBS**

La distancia desde el rostro de la columna hasta la ubicación de la articulación plástica es conocida como Sh, que se describe en la sección 5.8 de AISC 358-16 pagina 9.2-19 que corresponde al paso 5 del procedimiento de diseño. Para calcular Sh en la conexión RBS basta con tener definidos los parámetros a, b y c y sustituir en la siguiente ecuación:

$$Sh = a + \frac{b}{2} \quad (50)$$

La figura 6 página 74 del presente documento muestra de manera gráfica los parámetros a, b y c.

#### **6.10.2. Cálculo de ubicación de articulación plástica conexión BFP**

Para el caso de los marcos con conexión BFP la ubicación de la articulación también conocida como Sh es la distancia desde el rostro del patín de la columna, hasta la última fila de pernos. En la figura 8 página 86 del presente documento se muestra la ubicación de Sh. Para calcular la distancia Sh se realizó una hoja de cálculo para los primeros 5 pasos del procedimiento de diseño de la conexión BFP tal y como está en AISC 358-16 páginas 9.2-42 y 9.2-43.

A continuación, se detalla la nomenclatura utilizada para la elaboración de la hoja de cálculo para el cálculo de Sh:

- Fnv: tensión de corte nominal según AISC 360-16 tabla J3.2
- Fy: tensión de fluencia mínima
- Fu: tensión última mínima
- Ry: resistencia a fluencia mínima esperada
- Rt: resistencia mínima a tensión esperada
- dc: peralte de columna
- db: peralte de viga
- bf: ancho de patín
- tf: espesor de patín
- Zx: Modulo de sección plástico del elemento en dirección x
- wDL: carga muerta linealmente distribuida
- wLL: carga viva linealmente distribuida

- $w_u$ : carga ultima linealmente distribuida
- $S_1$ : distancia del rostro de la columna a la primera fila de pernos
- $s$ : distancia entre filas de pernos
- $S_{h\_#}$ : distancia desde el rostro de la columna a la última fila de pernos, es decir, la ubicación de la articulación plástica. El numero corresponde al número de iteración
- $L_{h\_#}$ : distancia entre articulaciones plásticas de la viga
- $L_{marco\_ejes}$ : longitud del marco a ejes en metros
- $L_{marco(ft)\_rostro}$ : longitud del marco a rostros de columnas en pies
- $C_{pr}$ : factor que toma en cuenta la máxima capacidad de la conexión incluyendo endurecimiento por deformación, refuerzo adicional y otras condiciones
- $M_{pr}$ : máximo momento probable en la articulación plástica. Momento al rostro de la columna
- $M_{prf}$ : representa la suma del  $M_{pr}$  más el momento que se genera desde el rostro de la columna, hasta el eje de la columna
- $V_p$ : cortante debido al momento  $M_{prf}$
- $V_g$ : cortante gravitacional
- $V_u$ : cortante último. Es la suma del cortante debido a  $M_{prf}$  más el cortante gravitacional  $V_g$
- $db_{max}$ : diámetro máximo de perno a utilizar en las placas de momento
- $db\_asum$ : diámetro asumido de perno en función del  $db_{max}$  calculado. Representa el valor del diámetro comercial elegido para la conexión de las placas de momento
- $F_{pr}$ : es la fuerza en la placa del patín debida a  $M_{prf}$
- $A_b$ : área del perno
- $t_p$ : espesor de placa de momento

- tp\_asum: espesor de placa asumido en función del tp calculado. Representa el valor de espesor de placa comercial elegido para la placa de momento
- rn1: resistencia nominal a corte del perno en función del área del perno
- rn2: resistencia nominal a corte del perno en función del diámetro del perno y el espesor del patín de la viga
- rn3: resistencia nominal a corte del perno en función del diámetro del perno y el espesor de la placa de momento
- #bolts: número de pernos calculado
- #bolts\_asum: número de pernos asumido en función del número de pernos calculado, redondeado al número par inmediato superior

El cálculo mostrado en la tabla XXX se realizó para cada viga de cada nivel, tomando como marco critico en el sentido X al eje 2 por tener mayor área tributaria y en el sentido Y el marco del eje A, el cual es exactamente igual al marco del eje D.

Para poder desarrollar el proceso iterativo que se muestra en la tabla XXX, se inició dicho proceso asumiendo un primer valor para Sh sabiendo que la zona protegida en las vigas de marcos con conexiones BFP es igual a la distancia  $Sh + \text{peralte}$  de la viga. Calculando el diámetro máximo de pernos y asumiendo un valor comercial se puede definir la distancia  $s_1$  que corresponde a la distancia del rostro de la columna a la primera fila de pernos y sumado al peralte de la viga, este se tomó entonces como primer valor de Sh para comenzar las iteraciones.

En la tabla XXX se muestra un ejemplo de lo anteriormente descrito con tres iteraciones hasta que el valor de Sh resulto anterior al último calculado. Tomando este como el valor Sh que serviría para realizar el cálculo de la

sumatoria de momentos de viga y poder realizar la revisión de relación de momentos es decir el criterio de columna fuerte viga débil.

Tabla XXX. **Proceso de cálculo de Sh**

		MARCO EJE A			
<b>Nivel 1</b>					
C1	Sección	W24X103			
V1	Sección	W24X55			
perno	Fnv=	84	ksi		
perfil w	Fy =	50	ksi	Cpr	1.15 OK
	Fu =	65	ksi	Mpr	8475.50 kip-in
	Ry =	1.1		Mprf	10320.92 kip-in
	Rt =	1.1		Vp	64.96 kip
	dc	24.5	in	Vg	10.06 kip
	db	23.6	in	Vu	75.02 kip
	bf	7.01	(kip/ft)	dbmax	0.684 in
	tf	0.505	in	db_asum	0.625 in
	Zx	134	(kip/ft)	Fpr	437.33
	Fy =	50	ksi	Ab	0.307 in <sup>2</sup>
placas	Fu =	65	ksi	tp	1.386
	wDL	0.7	(kip/ft)	tp_asum	1.750 in
	wLL	0.17	(kip/ft)	rn <sub>1</sub>	25.77 kips/bolt
	wu (kip/ft)	0.925		rn <sub>2</sub>	49.24 kips/bolt
	S <sub>1</sub>	1	in	rn <sub>3</sub>	170.63 kips/bolt
	s	1.75	in	#bolts	16.97
	sh_1	24.6	ft	#bolts_asum	18
	Lmarco_ejes	8.5	m		
	Lmarco(ft)_rostro	25.8454733	ft		
	Lh_1	260.94568			
sh	sh_2	15	in	sh_4	13.25 in
	Lh_2	280.14568	in	Lh_4	283.64568 in
	Mprf_2	9545.08	kip-in	Mprf_4	9412.19 kip-in
	Vp_2	60.51	kip	Vp_4	59.76 kip
	Vg_2	10.80	kip	Vg_4	10.93 kip
	Vu_2	71.31	kip	Vu_4	70.69 kip
	Fpr_2	404.45		Fpr_4	398.82
	#bolts_2	15.69		#bolts_4	15.48
	#bolts_asum	16		#bolts_asum	16
	sh_3	13.25	in		
Lh	Lh_3	283.65	in		
	Mprf_3	9412.19	kip-in		
	Vp_3	59.76	kip		
	Vg_3	10.93	kip		
	Vu_3	70.69	kip		
	Fpr_3	398.82			
	#bolts_3	15.48			
#bolts_asum		16			

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

### **6.10.3. Cálculo de momentos de viga y columna**

Utilizando hojas de cálculo se realizó el cálculo de los momentos de viga y columna según lo indica la sección 4 del código AISC 341-16 páginas 9.1-40 y 9.1-41 donde describen los requisitos del sistema. Dicha sección se recopiló en la presente investigación en la sección 3.2 en las páginas 55 a 59.

Tomando como marco crítico en sentido X al marco del eje 2 y en el sentido Y al marco del eje A.

A continuación, se muestran las tablas que se utilizaron para la revisión de columna fuerte viga débil. Debido a lo extenso de las hojas se muestran únicamente las hojas de la revisión para el caso RBS y BFP del marco en el sentido X para el edificio de 2 niveles.

**Tabla XXXI. Revisión de relación de momentos marco sentido X caso BFP edificio de 2 niveles**

C2		V2						C4	
Seccion	W24X94	Seccion	W24X55	d (in)	23.6	wu (kip/ft)	2.49	Seccion	W24X94
Material	A992	Material	A992	Zx (in <sup>3</sup> )	134	Cpr	1.15	Material	A992
hs (in)	66.93	l <sub>ejes</sub> (ft)	27.89	Fy (ksi)	50	M <sub>pr</sub> (kip-in)	8475.50	hs (in)	66.93
Pu (kip)	126.27	w <sub>DL</sub> (kip/ft)	1.68	Fu (ksi)	65			Pu (kip)	126.27
F <sub>y</sub> (ksi)	50	w <sub>LL</sub> (kip/ft)	0.95	Ry	1.1			F <sub>y</sub> (ksi)	50
Ag (in <sup>2</sup> )	27.7	Sh (in)	15.00			Sh (in)	15.00	Ag (in <sup>2</sup> )	27.7
d (in)	24.3	Lh (in)	280.35			Lh (in)	280.35	d (in)	24.3
Zx (in <sup>3</sup> )	254	Sismo Positivo						Zx (in <sup>3</sup> )	254
Sismo Positivo		V inel. (kip)	60.46			V inel. (kip)	-60.46	Sismo Positivo	
ΣMc (kip-in)	14012.64	V grav. (kip)	29.10			V grav. (kip)	29.10	ΣMc (kip-in)	14012.64
Mc/Mb	1.28	Vu (kip)	89.56			Vu (kip)	-31.37	Mc/Mb	1.51
Sismo Negativo		Vf (kip)	92.68			Vf (kip)	-28.25	Sismo Negativo	
ΣMc (kip-in)	14012.64	Mf (kip-in)	9818.93			Mf (kip-in)	8946.01	ΣMc (kip-in)	14012.64
Mc/Mb	1.51	Mvf (kip-in)	1126.01			Mvf (kip-in)	343.28	Mc/Mb	1.28
		ΣMb_CL(kip-in)	10944.95			ΣMb_CL(kip-in)	9289.29		
Sismo Negativo									
		V inel. (kip)	-60.46			V inel. (kip)	60.46		
		V grav. (kip)	29.10			V grav. (kip)	29.10		
		Vu (kip)	-31.37			Vu (kip)	89.56		
		Vf (kip)	-28.25			Vf (kip)	92.68		
		Mf (kip-in)	8946.01			Mf (kip-in)	9818.93		
		Mvf (kip-in)	343.28			Mvf (kip-in)	1126.01		
		ΣMb_CL(kip-in)	9289.29			ΣMb_CL(kip-in)	10944.95		
C1		V1						C3	
Seccion	W24X103	Seccion	W24X94	d (in)	24.3	wu (kip/ft)	3.28	Seccion	W24X103
Material	A992	Material	A992	Zx (in <sup>3</sup> )	254	Cpr	1.15	Material	A992
hs (in)	66.93	l <sub>ejes</sub> (ft)	27.89	Fy (ksi)	50	M <sub>pr</sub> (kip-in)	16065.50	hs (in)	66.93
Pu (kip)	331.75	w <sub>DL</sub> (kip/ft)	2.26	Fu (ksi)	65			Pu (kip)	331.75
F <sub>y</sub> (ksi)	50	w <sub>LL</sub> (kip/ft)	1.14	Ry	1.1			F <sub>y</sub> (ksi)	50
Ag (in <sup>2</sup> )	30.3	Sh (in)	18.75			Sh (in)	18.75	Ag (in <sup>2</sup> )	30.3
d (in)	24.5	Lh (in)	272.65			Lh (in)	272.65	d (in)	24.5
Zx (in <sup>3</sup> )	280	Sismo Positivo						Zx (in <sup>3</sup> )	280
Sismo Positivo		V inel. (kip)	117.85			V inel. (kip)	-117.85	Sismo Positivo	
ΣMc (kip-in)	27461.72	V grav. (kip)	37.28			V grav. (kip)	37.28	ΣMc (kip-in)	27461.72
Mc/Mb	1.31	Vu (kip)	155.13			Vu (kip)	-80.56	Mc/Mb	1.48
Sismo Negativo		Vf (kip)	160.26			Vf (kip)	-75.44	Sismo Negativo	
ΣMc (kip-in)	27461.72	Mf (kip-in)	18974.25			Mf (kip-in)	17576.09	ΣMc (kip-in)	27461.72
Mc/Mb	1.48	Mvf (kip-in)	1963.20			Mvf (kip-in)	924.10	Mc/Mb	1.31
		ΣMb_CL(kip-in)	20937.45			ΣMb_CL(kip-in)	18500.19		
Sismo Negativo									
		V inel. (kip)	-117.85			V inel. (kip)	117.85		
		V grav. (kip)	37.28			V grav. (kip)	37.28		
		Vu (kip)	-80.56			Vu (kip)	155.13		
		Vf (kip)	-75.44			Vf (kip)	160.26		
		Mf (kip-in)	17576.09			Mf (kip-in)	18974.25		
		Mvf (kip-in)	924.10			Mvf (kip-in)	1963.20		
		ΣMb_CL(kip-in)	18500.19			ΣMb_CL(kip-in)	20937.45		

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXXII. Revisión de relación de momentos marco sentido X caso RBS edificio de 2 niveles**

C2		V2					C4		
Sección	W24X94	Sección	W14X38	d (in)	14.1	wu (kip/ft)	2.48	Sección	W24X94
Material	A992	Material	A992	Zx (in <sup>3</sup> )	61.5	Cpr	1.15	Material	A992
hs (in)	66.93	L <sub>ejes</sub> (ft)	27.89	Fy (ksi)	50	M <sub>pr</sub> (kip-in)	2562.33	hs (in)	66.93
Pu (kip)	107.14	w <sub>DL</sub> (kip/ft)	1.67	Fu (ksi)	65	M <sub>pe</sub> (kip-in)	3382.50	Pu (kip)	107.14
Fy(ksi)	50	w <sub>U</sub> (kip/ft)	0.95	Ry	1.1	bf (in)	6.77	Fy(ksi)	50
Ag (in <sup>2</sup> )	27.7	AD	1.09	λhd	7.35	tf (in)	0.515	Ag (in <sup>2</sup> )	27.7
d (in)	24.3	parametros RBS					d (in)	24.3	
Zx (in <sup>3</sup> )	254	Min		User	Max	R (in)	12.75	Zx (in <sup>3</sup> )	254
Sismo Positivo		a	3.39	5.00	5.0775	bf <sub>RBS</sub> (in)	5.06	Sismo Positivo	
ΣMc (kip-in)	13097.16	b	9.17	12.00	11.985	λbf	4.91	ΣMc (kip-in)	13097.16
Mc/Mb	3.55	c	0.68	1.50	1.6925	Z <sub>RBS</sub> (in <sup>3</sup> )	40.51	Mc/Mb	4.57
Sismo Negativo		Mfmax (kip-in)	3085.47	Mfmax (kip-in)		3085.47	Sismo Negativo		
ΣMc (kip-in)	13097.16	Sh (in)	11.00	Sh (in)		11.00	ΣMc (kip-in)	13097.16	
Mc/Mb	4.57	Lh (in)	288.38	Lh (in)		288.38	Mc/Mb	3.55	
Sismo Positivo									
V inel. (kip)	17.77	V inel. (kip)		V inel. (kip)	-17.77				
V grav. (kip)	29.79	V grav. (kip)		V grav. (kip)	29.79				
Vu (kip)	47.56	Vu (kip)		Vu (kip)	12.02				
Vf (kip)	49.83	Vf (kip)		Vf (kip)	14.29				
Mf (kip-in)	3085.47	Mf (kip-in)		Mf (kip-in)	2694.52				
Mvf (kip-in)	605.44	Mvf (kip-in)		Mvf (kip-in)	173.61				
ΣMb_CL(kip-in)	3690.90	ΣMb_CL(kip-in)		ΣMb_CL(kip-in)	2868.13				
Sismo Negativo									
V inel. (kip)	-17.77	V inel. (kip)		V inel. (kip)	17.77				
V grav. (kip)	29.79	V grav. (kip)		V grav. (kip)	29.79				
Vu (kip)	12.02	Vu (kip)		Vu (kip)	47.56				
Vf (kip)	14.29	Vf (kip)		Vf (kip)	49.83				
Mf (kip-in)	2694.52	Mf (kip-in)		Mf (kip-in)	3085.47				
Mvf (kip-in)	173.61	Mvf (kip-in)		Mvf (kip-in)	605.44				
ΣMb_CL(kip-in)	2868.13	ΣMb_CL(kip-in)		ΣMb_CL(kip-in)	3690.90				
C1		V1					C3		
Sección	W24X103	Sección	W24X131	d (in)	24.5	wu (kip/ft)	3.33	Sección	W24X103
Material	A992	Material	A992	Zx (in <sup>3</sup> )	370	Cpr	1.15	Material	A992
hs (in)	66.93	L <sub>ejes</sub> (ft)	27.89	Fy (ksi)	50	M <sub>pr</sub> (kip-in)	16970.43	hs (in)	66.93
Pu (kip)	325.74	w <sub>DL</sub> (kip/ft)	2.30	Fu (ksi)	65	M <sub>pe</sub> (kip-in)	20350.00	Pu (kip)	325.74
Fy(ksi)	50	w <sub>U</sub> (kip/ft)	1.14	Ry	1.1	bf (in)	12.9	Fy(ksi)	50
Ag (in <sup>2</sup> )	30.3	AD	1.07	λhd	7.35	tf (in)	0.960	Ag (in <sup>2</sup> )	30.3
d (in)	24.5	parametros RBS					d (in)	24.5	
Zx (in <sup>3</sup> )	280	Min		User	Max	R (in)	23.35	Zx (in <sup>3</sup> )	280
Sismo Positivo		a	6.45	9.50	9.675	bf <sub>RBS</sub> (in)	10.34	Sismo Positivo	
ΣMc (kip-in)	27794.58	b	15.93	20.00	20.825	λbf	5.39	ΣMc (kip-in)	27794.58
Mc/Mb	1.25	c	1.29	2.25	3.225	Z <sub>RBS</sub> (in <sup>3</sup> )	268.31	Mc/Mb	1.41
Sismo Negativo		Mfmax (kip-in)	20144.76	Mfmax (kip-in)		20144.76	Sismo Negativo		
ΣMc (kip-in)	27794.58	Sh (in)	19.50	Sh (in)		19.50	ΣMc (kip-in)	27794.58	
Mc/Mb	1.41	Lh (in)	271.18	Lh (in)		271.18	Mc/Mb	1.25	
Sismo Positivo									
V inel. (kip)	125.16	V inel. (kip)		V inel. (kip)	-125.16				
V grav. (kip)	37.63	V grav. (kip)		V grav. (kip)	37.63				
Vu (kip)	162.79	Vu (kip)		Vu (kip)	-87.53				
Vf (kip)	168.20	Vf (kip)		Vf (kip)	-82.12				
Mf (kip-in)	20144.76	Mf (kip-in)		Mf (kip-in)	18677.34				
Mvf (kip-in)	2060.42	Mvf (kip-in)		Mvf (kip-in)	1006.00				
ΣMb_CL(kip-in)	22205.18	ΣMb_CL(kip-in)		ΣMb_CL(kip-in)	19683.34				
Sismo Negativo									
V inel. (kip)	-125.16	V inel. (kip)		V inel. (kip)	125.16				
V grav. (kip)	37.63	V grav. (kip)		V grav. (kip)	37.63				
Vu (kip)	-87.53	Vu (kip)		Vu (kip)	162.79				
Vf (kip)	-82.12	Vf (kip)		Vf (kip)	168.20				
Mf (kip-in)	18677.34	Mf (kip-in)		Mf (kip-in)	20144.76				
Mvf (kip-in)	1006.00	Mvf (kip-in)		Mvf (kip-in)	2060.42				
ΣMb_CL(kip-in)	19683.34	ΣMb_CL(kip-in)		ΣMb_CL(kip-in)	22205.18				

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Paralelamente a la revisión de estabilidad se fue revisando la relación de momentos debido a que, un aumento o disminución de la capacidad de las vigas incide directamente en la sumatoria de momentos y por consiguiente en la relación de momentos. Si dicha relación estaba fuera del límite, es decir por arriba de 1, se fue cambiando la configuración de los perfiles en los marcos en los modelos de Etabs hasta cumplir tanto con la revisión de estabilidad como con la revisión de columna fuerte viga débil.

## **6.11. Cuantificación del peso de las placas de momento de la conexión BFP**

Adicionalmente al cálculo de Sh las hojas de cálculo como la que se muestra en la tabla XXX proporcionan los datos para poder dimensionar las placas de momentos en función de la distancia s1, s, la cantidad de pernos, el diámetro de pernos y al ancho del patín de las vigas. Con estos valores y sabiendo el peso unitario del acero, se calculó el volumen y posteriormente el peso de las placas de momento para poder sumarlo al peso estructural de los elementos viga y columna.

A continuación, se muestra en la tabla XXXIII un ejemplo de cómo se calculó el peso de las placas de momento:

**Tabla XXXIII. Cálculo de peso de placas de momento**

datos		geometría asumida		
tp placa	0.964	in	tp placa	1 in
L de placa	12.5	in	L de placa	12.5 in
n agujeros	16.00		ancho placa	5.5 in
d agujeros	0.5625		area s/agujero	68.75 in <sup>2</sup>
ancho placa	5.53		area c/ agujero	64.77 in <sup>2</sup>
γ acero	7850	kg/m <sup>3</sup>	Volumen placa	64.77 in <sup>3</sup>
n placas	12	unidades	Volumen placa	0.0011 m <sup>3</sup>
			<b>Peso de placas</b>	99.989 Kg

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

## **6.12. Resultados de comparación de pesos estructurales totales**

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los resultados de pesos estructurales de los diferentes modelos para los distintos casos de análisis. Dichos valores fueron tomados de los resultados del programa Etabs.

**Tabla XXXIV. Comparación de pesos estructurales**

	CASO BFP		CASO RBS		
	Peso estructura Kg	Peso estructura Kg	Diferencia Kg	Diferencia en porcentaje	Caso con mayor peso
5 niveles	167972.89	163530.59	4442.30	2.64%	BFP
4 niveles	130934.84	126755.06	4179.78	3.19%	BFP
3 niveles	91074.65	90561.52	513.13	0.56%	BFP
2 niveles	57124.46	57306.36	181.90	0.32%	RBS
1 nivel	24602.11	25210.7	608.59	2.41%	RBS

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Dentro del peso que se considera para el caso BFP se tomaron en cuenta las placas que aportan más peso al valor total del mismo, siendo estas las placas de momento, por esta razón, en la tabla XXXIV se muestra, en el caso BFP, un peso que representa el total de todos los elementos estructurales que forman parte del sistema sismorresistente como de los elementos que están trabajando por carga gravitacional, siendo estas, vigas secundarias y vigas que arriostran los marcos a momento sumado a el peso calculado de las placas de momento.

Para todos los casos analizados, si se comparan únicamente pesos de elementos sin tomar las placas de momento en el caso de los marcos con conexión BFP, la estructura es más pesada al utilizar la conexión RBS, pero, si se suma al peso de los elementos, en el caso BFP, las placas de momento, se puede observar una diferencia y concluir cual estructura es realmente más pesada para los diferentes casos de pisos de diferente altura.

No se tomaron en cuenta el peso de las placas de corte, que también forma parte de la conexión BFP dado que su aporte al peso total es mínimo. Tampoco fueron consideradas las placas de continuidad tomando en cuenta que tanto la conexión RBS como la BFP, utilizan dichas placas, si el diseño lo requiere. Lo anterior debido a que, por la similitud de condiciones entre un caso y otro haría que las placas de continuidad fueran de un peso similar haciendo que esto no impacte considerablemente el peso total y por ende el resultado de la comparación que se realizó en la presente investigación.

En el peso del caso RBS, el valor mostrado representa el valor total de todos los elementos que forman parte del sistema sismorresistente como de los elementos que están trabajando por carga gravitacional.

### 6.13. Resultados de comparación de elementos estructurales

A continuación, se presentan los resultados de comparar los perfiles viga y columna de los diferentes casos analizados. Se presentan los elementos que forman parte de los marcos que pertenecen al sistema sismorresistente en sentido X y Y.

**Tabla XXXV. Comparación de elementos estructurales, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X**

CASO BFP		CASO RBS	
Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 5	W24x55/W24x62	W18x35/W18x40	W24x55/W24x62
Nivel 4	W24x94	W21x50/W24x62	W24x94
Nivel 3	W24x94	W24x62/W24x76	W24x94
Nivel 2	W24x229	W24x84/W24x94	W24x229
Nivel 1	W24x229	W24x131/W24x146	W24x146/W24x162

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXXVI. Comparación de elementos estructurales, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y**

CASO BFP		CASO RBS	
Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 5	W24x55	W16x31	W24x55
Nivel 4	W24x76	W18x46	W24x76
Nivel 3	W24x76	W18x50	W24x76
Nivel 2	W24x192/W24x207	W24x55	W24x192/W24x207
Nivel 1	W24x192/W24x207	W24x131	W24x192/W24x207

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXXVII. Comparación de elementos estructurales, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X**

	CASO BFP		CASO RBS	
	Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 4	W24x76/W24x84	W18x35/W21x50	W24x76/W24x84	W16x31/W21x44
Nivel 3	W24x76/W24x84	W21x44/W24x62	W24x76/W24x84	W21x44/W24x62
Nivel 2	W24x176	W24x62/W24x76	W24x176	W24x62/W24x76
Nivel 1	W24x176	W24x103/W24x131	W24x176	W24x131/W24x146

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXXVIII. Comparación de elementos estructurales, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y**

	CASO BFP		CASO RBS	
	Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 4	W24x55/W24x62	W18x35	W24x55/W24x62	W16x31
Nivel 3	W24x55/W24x62	W18x40	W24x55/W24x62	W18x50
Nivel 2	W24x162/W24x176	W21x44	W24x162/W24x176	W21x44
Nivel 1	W24x162/W24x176	W24x103	W24x162/W24x176	W24x103

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XXXIX. Comparación de elementos estructurales, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X**

	CASO BFP		CASO RBS	
	Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 3	W24x55/W24x62	W16x31/W18x40	W24x55/W24x62	W14x26/W14x38
Nivel 2	W24x162	W21x44/W24x62	W24x162	W21x44/W24x55
Nivel 1	W24x162	W24x76/W24x103	W24x162	W24x94/W24x146

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XL. Comparación de elementos estructurales, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y**

CASO BFP		CASO RBS	
Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 3	W24x55	W16x31	W24x55
Nivel 2	W24x94/W24x131	W18x35	W24x94/W24x131
Nivel 1	W24x94/W24x131	W24x84	W24x94/W24x131
			W24x103

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XLI. Comparación de elementos estructurales, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X**

CASO BFP		CASO RBS	
Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 2	W24x94	W18x35/W24x55	W24x94
Nivel 1	W24x103	W24x55/W24x94	W24x103
			W24x76/W24x131

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XLII. Comparación de elementos estructurales, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y**

CASO BFP		CASO RBS	
Perfil de columna	Perfil de viga	Perfil de columna	Perfil de viga
Nivel 2	W24x55/W24x76	W16x31	W24x55/W24x76
Nivel 1	W24x94/W24x103	W24x62	W24x94/W24x103
			W24x76

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XLIII. Comparación de elementos estructurales, edificio de 1 nivel,  
marcos en sentido X**

	<b>CASO BFP</b>		<b>CASO RBS</b>	
	<b>Perfil de columna</b>	<b>Perfil de viga</b>	<b>Perfil de columna</b>	<b>Perfil de viga</b>
Nivel 1	W24x62	W18x40/W21x50	W24x62	W18x50/W21x62

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Tabla XLIV. Comparación de elementos estructurales, edificio de 1 nivel,  
marcos en sentido Y**

	<b>CASO BFP</b>		<b>CASO RBS</b>	
	<b>Perfil de columna</b>	<b>Perfil de viga</b>	<b>Perfil de columna</b>	<b>Perfil de viga</b>
Nivel 1	W24x55/W24x62	W18x40	W24x55/W24x62	W18x50

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Las tablas XXXV a XLIV, reflejan lo que muestra la figura 9, donde se aprecia que, en el sentido X según la configuración estructural, se tienen 4 marcos de un solo vano y en el sentido Y se tienen dos marcos de tres vanos. En los elementos del sentido X se pudo variar la sección de viga W para los marcos que están en el borde del edificio en contraste con los marcos que están en los ejes internos, dado que el área o ancho tributario es mayor en los marcos internos, su carga gravitacional también es mayor, demandando perfiles con mayor capacidad a diferencia de los marcos del borde. En el sentido Y se puede apreciar que el perfil de viga se mantiene constante debido a que, a diferencia de la anterior condición descrita para el sentido X, en el sentido Y los marcos están ubicados en el borde del edificio lo cual significa que el área o ancho tributario es el mismo y por lo tanto poseen la misma carga gravitacional.

Hablando de las columnas, previo a definir el perfil a utilizar, sabiendo que se tiene una amplia variedad de perfiles, se realizaron ensayos en los cuales se buscó determinar que peralte de columna convenía utilizar. Una de las razones de elegir elementos con un peso considerable para columnas es por la propiedad de rigidez que aporta a la estructura, sin embargo, cuando se tiene la posibilidad de escoger peraltes mayores, pero con pesos menores, se consigue una configuración que además de ser estable resulte óptima.

Se ensayaron estructuras con perfiles columna con peraltes de 18, 21 y 24 pulgadas, determinando que cuando se usa columnas de 18 y 21 pulgadas, la estructura demandaba pesos mayores en comparación con una sección de mayor peralte, esto es, la de peralte de 24. La característica que hace la diferencia es que el perfil de mayor peralte posee una mayor inercia, esto hace que la oposición ante las demandas sea mayor y resulte ser más estable aun siendo más liviana que perfiles de menor peralte, pero mayor peso.

Es esta la razón por la cual se utilizaron perfiles de columna de peralte de 24 pulgadas, variando entre caso y caso, el peso dependiendo de las diferentes demandas que solicitaba cada modelo estructural. Notándose que los primeros niveles demandan una mayor rigidez lo cual se ve reflejado en el peso de dichas columnas, en comparación con los pesos de las columnas de los pisos superiores.

#### **6.14. Resultados de comparación de derivas elásticas**

A partir del análisis elástico realizado en todos los modelos en el software Etas se obtienen las derivas elásticas. En las tablas XIX a XXIII para el caso BFP y tablas XXV a XXIX para el caso RBS en la sección 6.9 del presente

documento se tabulan y procesan estos datos para convertirlos a derivas inelásticas.

A continuación, se muestran las figuras 16 a 35 con los resultados tomados directamente de los modelos de Etabs para derivas elásticas. Con los resultados mostrados en las figuras antes mencionadas se construyeron los gráficos comparativos de las figuras 36 a 45.

**Figura 16. Derivas elásticas sentido X edificio de 5 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story5	01-DRIFT	X	0.383503	0.356867	1.075
Story5	02-DRIFT	X	0.383503	0.356867	1.075
Story5	03-DRIFT	X	0.383503	0.356867	1.075
Story5	04-DRIFT	X	0.383503	0.356867	1.075
Story4	01-DRIFT	X	0.426326	0.396094	1.076
Story4	02-DRIFT	X	0.426326	0.396094	1.076
Story4	03-DRIFT	X	0.426326	0.396094	1.076
Story4	04-DRIFT	X	0.426326	0.396094	1.076
Story3	01-DRIFT	X	0.442574	0.412119	1.074
Story3	02-DRIFT	X	0.442574	0.412119	1.074
Story3	03-DRIFT	X	0.442574	0.412119	1.074
Story3	04-DRIFT	X	0.442574	0.412119	1.074
Story2	01-DRIFT	X	0.387405	0.363094	1.067
Story2	02-DRIFT	X	0.387405	0.363094	1.067
Story2	03-DRIFT	X	0.387405	0.363094	1.067
Story2	04-DRIFT	X	0.387405	0.363094	1.067
Story1	01-DRIFT	X	0.450694	0.42393	1.063
Story1	02-DRIFT	X	0.450694	0.42393	1.063
Story1	03-DRIFT	X	0.450694	0.42393	1.063
Story1	04-DRIFT	X	0.450694	0.42393	1.063

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 17. Derivas elásticas sentido Y edificio de 5 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story5	05-DRIFT	Y	0.424827	0.397402	1.069
Story5	06-DRIFT	Y	0.424827	0.397402	1.069
Story5	07-DRIFT	Y	0.424827	0.397402	1.069
Story5	08-DRIFT	Y	0.424827	0.397402	1.069
Story4	05-DRIFT	Y	0.50586	0.475851	1.063
Story4	06-DRIFT	Y	0.50586	0.475851	1.063
Story4	07-DRIFT	Y	0.50586	0.475851	1.063
Story4	08-DRIFT	Y	0.50586	0.475851	1.063
Story3	05-DRIFT	Y	0.503109	0.471749	1.066
Story3	06-DRIFT	Y	0.503109	0.471749	1.066
Story3	07-DRIFT	Y	0.503109	0.471749	1.066
Story3	08-DRIFT	Y	0.503109	0.471749	1.066
Story2	05-DRIFT	Y	0.366259	0.3415	1.073
Story2	06-DRIFT	Y	0.366259	0.3415	1.073
Story2	07-DRIFT	Y	0.366259	0.3415	1.073
Story2	08-DRIFT	Y	0.366259	0.3415	1.073
Story1	05-DRIFT	Y	0.405548	0.378865	1.07
Story1	06-DRIFT	Y	0.405548	0.378865	1.07
Story1	07-DRIFT	Y	0.405548	0.378865	1.07
Story1	08-DRIFT	Y	0.405548	0.378865	1.07

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 18. Derivas elásticas sentido X edificio de 4 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story4	01-DRIFT	X	0.363979	0.337448	1.079
Story4	02-DRIFT	X	0.363979	0.337448	1.079
Story4	03-DRIFT	X	0.363979	0.337448	1.079
Story4	04-DRIFT	X	0.363979	0.337448	1.079
Story3	01-DRIFT	X	0.439011	0.407743	1.077
Story3	02-DRIFT	X	0.439011	0.407743	1.077
Story3	03-DRIFT	X	0.439011	0.407743	1.077
Story3	04-DRIFT	X	0.439011	0.407743	1.077
Story2	01-DRIFT	X	0.415889	0.388645	1.07
Story2	02-DRIFT	X	0.415889	0.388645	1.07
Story2	03-DRIFT	X	0.415889	0.388645	1.07
Story2	04-DRIFT	X	0.415889	0.388645	1.07
Story1	01-DRIFT	X	0.493922	0.463638	1.065
Story1	02-DRIFT	X	0.493922	0.463638	1.065
Story1	03-DRIFT	X	0.493922	0.463638	1.065
Story1	04-DRIFT	X	0.493922	0.463638	1.065

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 19. Derivas elásticas sentido Y edificio de 4 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story4	05-DRIFT	Y	0.406276	0.378777	1.073
Story4	06-DRIFT	Y	0.406276	0.378777	1.073
Story4	07-DRIFT	Y	0.406276	0.378777	1.073
Story4	08-DRIFT	Y	0.406276	0.378777	1.073
Story3	05-DRIFT	Y	0.502502	0.470334	1.068
Story3	06-DRIFT	Y	0.502502	0.470334	1.068
Story3	07-DRIFT	Y	0.502502	0.470334	1.068
Story3	08-DRIFT	Y	0.502502	0.470334	1.068
Story2	05-DRIFT	Y	0.412251	0.384601	1.072
Story2	06-DRIFT	Y	0.412251	0.384601	1.072
Story2	07-DRIFT	Y	0.412251	0.384601	1.072
Story2	08-DRIFT	Y	0.412251	0.384601	1.072
Story1	05-DRIFT	Y	0.460231	0.429884	1.071
Story1	06-DRIFT	Y	0.460231	0.429884	1.071
Story1	07-DRIFT	Y	0.460231	0.429884	1.071
Story1	08-DRIFT	Y	0.460231	0.429884	1.071

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 20. Derivas elásticas sentido X edificio de 3 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story3	01-DRIFT	X	0.430568	0.40225	1.07
Story3	02-DRIFT	X	0.430568	0.40225	1.07
Story3	03-DRIFT	X	0.430568	0.40225	1.07
Story3	04-DRIFT	X	0.430568	0.40225	1.07
Story2	01-DRIFT	X	0.43231	0.404598	1.068
Story2	02-DRIFT	X	0.43231	0.404598	1.068
Story2	03-DRIFT	X	0.43231	0.404598	1.068
Story2	04-DRIFT	X	0.43231	0.404598	1.068
Story1	01-DRIFT	X	0.518296	0.485494	1.068
Story1	02-DRIFT	X	0.518296	0.485494	1.068
Story1	03-DRIFT	X	0.518296	0.485494	1.068
Story1	04-DRIFT	X	0.518296	0.485494	1.068

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 21. Derivas elásticas sentido Y edificio de 3 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story3	05-DRIFT	Y	0.440693	0.411118	1.072
Story3	06-DRIFT	Y	0.440693	0.411118	1.072
Story3	07-DRIFT	Y	0.440693	0.411118	1.072
Story3	08-DRIFT	Y	0.440693	0.411118	1.072
Story2	05-DRIFT	Y	0.424902	0.396333	1.072
Story2	06-DRIFT	Y	0.424902	0.396333	1.072
Story2	07-DRIFT	Y	0.424902	0.396333	1.072
Story2	08-DRIFT	Y	0.424902	0.396333	1.072
Story1	05-DRIFT	Y	0.508239	0.474685	1.071
Story1	06-DRIFT	Y	0.508239	0.474685	1.071
Story1	07-DRIFT	Y	0.508239	0.474685	1.071
Story1	08-DRIFT	Y	0.508239	0.474685	1.071

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 22. Derivas elásticas sentido X edificio de 2 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story2	01-DRIFT	X	0.362142	0.335623	1.079
Story2	02-DRIFT	X	0.362142	0.335623	1.079
Story2	03-DRIFT	X	0.362142	0.335623	1.079
Story2	04-DRIFT	X	0.362142	0.335623	1.079
Story1	01-DRIFT	X	0.520095	0.485877	1.07
Story1	02-DRIFT	X	0.520095	0.485877	1.07
Story1	03-DRIFT	X	0.520095	0.485877	1.07
Story1	04-DRIFT	X	0.520095	0.485877	1.07

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 23. Derivas elásticas sentido Y edificio de 2 niveles caso BFP**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story2	05-DRIFT	Y	0.385713	0.358138	1.077
Story2	06-DRIFT	Y	0.385713	0.358138	1.077
Story2	07-DRIFT	Y	0.385713	0.358138	1.077
Story2	08-DRIFT	Y	0.385713	0.358138	1.077
Story1	05-DRIFT	Y	0.509207	0.475109	1.072
Story1	06-DRIFT	Y	0.509207	0.475109	1.072
Story1	07-DRIFT	Y	0.509207	0.475109	1.072
Story1	08-DRIFT	Y	0.509207	0.475109	1.072

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 24. Derivas elásticas sentido X edificio de 1 nivel caso BFP

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story1	01-DRIFT	X	0.518519	0.4865	1.066
Story1	02-DRIFT	X	0.518519	0.4865	1.066
Story1	03-DRIFT	X	0.518519	0.4865	1.066
Story1	04-DRIFT	X	0.518519	0.4865	1.066

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 25. Derivas elásticas sentido Y edificio de 1 nivel caso BFP

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story1	05-DRIFT	Y	0.501738	0.468534	1.071
Story1	06-DRIFT	Y	0.501738	0.468534	1.071
Story1	07-DRIFT	Y	0.501738	0.468534	1.071
Story1	08-DRIFT	Y	0.501738	0.468534	1.071

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 26. Derivas elásticas sentido X edificio de 5 niveles caso RBS

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story5	01-DRIFT	X	0.409179	0.382217	1.071
Story5	02-DRIFT	X	0.409179	0.382217	1.071
Story5	03-DRIFT	X	0.409179	0.382217	1.071
Story5	04-DRIFT	X	0.409179	0.382217	1.071
Story4	01-DRIFT	X	0.431145	0.404145	1.067
Story4	02-DRIFT	X	0.431145	0.404145	1.067
Story4	03-DRIFT	X	0.431145	0.404145	1.067
Story4	04-DRIFT	X	0.431145	0.404145	1.067
Story3	01-DRIFT	X	0.438782	0.411087	1.067
Story3	02-DRIFT	X	0.438782	0.411087	1.067
Story3	03-DRIFT	X	0.438782	0.411087	1.067
Story3	04-DRIFT	X	0.438782	0.411087	1.067
Story2	01-DRIFT	X	0.372389	0.348946	1.067
Story2	02-DRIFT	X	0.372389	0.348946	1.067
Story2	03-DRIFT	X	0.372389	0.348946	1.067
Story2	04-DRIFT	X	0.372389	0.348946	1.067
Story1	01-DRIFT	X	0.430629	0.40441	1.065
Story1	02-DRIFT	X	0.430629	0.40441	1.065
Story1	03-DRIFT	X	0.430629	0.40441	1.065
Story1	04-DRIFT	X	0.430629	0.40441	1.065

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 27. Derivas elásticas sentido Y edificio de 5 niveles caso RBS

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story5	05-DRIFT	Y	0.425405	0.396819	1.072
Story5	06-DRIFT	Y	0.425405	0.396819	1.072
Story5	07-DRIFT	Y	0.425405	0.396819	1.072
Story5	08-DRIFT	Y	0.425405	0.396819	1.072
Story4	05-DRIFT	Y	0.428049	0.400539	1.069
Story4	06-DRIFT	Y	0.428049	0.400539	1.069
Story4	07-DRIFT	Y	0.428049	0.400539	1.069
Story4	08-DRIFT	Y	0.428049	0.400539	1.069
Story3	05-DRIFT	Y	0.443489	0.414389	1.07
Story3	06-DRIFT	Y	0.443489	0.414389	1.07
Story3	07-DRIFT	Y	0.443489	0.414389	1.07
Story3	08-DRIFT	Y	0.443489	0.414389	1.07
Story2	05-DRIFT	Y	0.364928	0.340422	1.072
Story2	06-DRIFT	Y	0.364928	0.340422	1.072
Story2	07-DRIFT	Y	0.364928	0.340422	1.072
Story2	08-DRIFT	Y	0.364928	0.340422	1.072
Story1	05-DRIFT	Y	0.415405	0.388498	1.069
Story1	06-DRIFT	Y	0.415405	0.388498	1.069
Story1	07-DRIFT	Y	0.415405	0.388498	1.069
Story1	08-DRIFT	Y	0.415405	0.388498	1.069

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 28. Derivas elásticas sentido X edificio de 4 niveles caso RBS

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story4	01-DRIFT	X	0.387982	0.360423	1.076
Story4	02-DRIFT	X	0.387982	0.360423	1.076
Story4	03-DRIFT	X	0.387982	0.360423	1.076
Story4	04-DRIFT	X	0.387982	0.360423	1.076
Story3	01-DRIFT	X	0.441389	0.410288	1.076
Story3	02-DRIFT	X	0.441389	0.410288	1.076
Story3	03-DRIFT	X	0.441389	0.410288	1.076
Story3	04-DRIFT	X	0.441389	0.410288	1.076
Story2	01-DRIFT	X	0.393487	0.366708	1.073
Story2	02-DRIFT	X	0.393487	0.366708	1.073
Story2	03-DRIFT	X	0.393487	0.366708	1.073
Story2	04-DRIFT	X	0.393487	0.366708	1.073
Story1	01-DRIFT	X	0.462917	0.433141	1.069
Story1	02-DRIFT	X	0.462917	0.433141	1.069
Story1	03-DRIFT	X	0.462917	0.433141	1.069
Story1	04-DRIFT	X	0.462917	0.433141	1.069

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 29. Derivas elásticas sentido Y edificio de 4 niveles caso RBS

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story4	05-DRIFT	Y	0.403483	0.37551	1.074
Story4	06-DRIFT	Y	0.403483	0.37551	1.074
Story4	07-DRIFT	Y	0.403483	0.37551	1.074
Story4	08-DRIFT	Y	0.403483	0.37551	1.074
Story3	05-DRIFT	Y	0.484056	0.453068	1.068
Story3	06-DRIFT	Y	0.484056	0.453068	1.068
Story3	07-DRIFT	Y	0.484056	0.453068	1.068
Story3	08-DRIFT	Y	0.484056	0.453068	1.068
Story2	05-DRIFT	Y	0.409976	0.383395	1.069
Story2	06-DRIFT	Y	0.409976	0.383395	1.069
Story2	07-DRIFT	Y	0.409976	0.383395	1.069
Story2	08-DRIFT	Y	0.409976	0.383395	1.069
Story1	05-DRIFT	Y	0.460545	0.431437	1.067
Story1	06-DRIFT	Y	0.460545	0.431437	1.067
Story1	07-DRIFT	Y	0.460545	0.431437	1.067
Story1	08-DRIFT	Y	0.460545	0.431437	1.067

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 30. Derivas elásticas sentido X edificio de 3 niveles caso RBS**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story3	01-DRIFT	X	0.46503	0.434052	1.071
Story3	02-DRIFT	X	0.46503	0.434052	1.071
Story3	03-DRIFT	X	0.46503	0.434052	1.071
Story3	04-DRIFT	X	0.46503	0.434052	1.071
Story2	01-DRIFT	X	0.402044	0.37537	1.071
Story2	02-DRIFT	X	0.402044	0.37537	1.071
Story2	03-DRIFT	X	0.402044	0.37537	1.071
Story2	04-DRIFT	X	0.402044	0.37537	1.071
Story1	01-DRIFT	X	0.468849	0.437893	1.071
Story1	02-DRIFT	X	0.468849	0.437893	1.071
Story1	03-DRIFT	X	0.468849	0.437893	1.071
Story1	04-DRIFT	X	0.468849	0.437893	1.071

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 31. Derivas elásticas sentido Y edificio de 3 niveles caso RBS**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story3	05-DRIFT	Y	0.476918	0.445185	1.071
Story3	06-DRIFT	Y	0.476918	0.445185	1.071
Story3	07-DRIFT	Y	0.476918	0.445185	1.071
Story3	08-DRIFT	Y	0.476918	0.445185	1.071
Story2	05-DRIFT	Y	0.403557	0.376734	1.071
Story2	06-DRIFT	Y	0.403557	0.376734	1.071
Story2	07-DRIFT	Y	0.403557	0.376734	1.071
Story2	08-DRIFT	Y	0.403557	0.376734	1.071
Story1	05-DRIFT	Y	0.472825	0.441932	1.07
Story1	06-DRIFT	Y	0.472825	0.441932	1.07
Story1	07-DRIFT	Y	0.472825	0.441932	1.07
Story1	08-DRIFT	Y	0.472825	0.441932	1.07

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 32. Derivas elásticas sentido X edificio de 2 niveles caso RBS**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story2	01-DRIFT	X	0.374639	0.348943	1.074
Story2	02-DRIFT	X	0.374639	0.348943	1.074
Story2	03-DRIFT	X	0.374639	0.348943	1.074
Story2	04-DRIFT	X	0.374639	0.348943	1.074
Story1	01-DRIFT	X	0.479944	0.448903	1.069
Story1	02-DRIFT	X	0.479944	0.448903	1.069
Story1	03-DRIFT	X	0.479944	0.448903	1.069
Story1	04-DRIFT	X	0.479944	0.448903	1.069

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 33. Derivas elásticas sentido Y edificio de 2 niveles caso RBS**

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story2	05-DRIFT	Y	0.379412	0.352326	1.077
Story2	06-DRIFT	Y	0.379412	0.352326	1.077
Story2	07-DRIFT	Y	0.379412	0.352326	1.077
Story2	08-DRIFT	Y	0.379412	0.352326	1.077
Story1	05-DRIFT	Y	0.472207	0.440978	1.071
Story1	06-DRIFT	Y	0.472207	0.440978	1.071
Story1	07-DRIFT	Y	0.472207	0.440978	1.071
Story1	08-DRIFT	Y	0.472207	0.440978	1.071

Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 34. Derivas elásticas sentido X edificio de 1 nivel caso RBS

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story1	01-DRIFT	X	0.474204	0.444464	1.067
Story1	02-DRIFT	X	0.474204	0.444464	1.067
Story1	03-DRIFT	X	0.474204	0.444464	1.067
Story1	04-DRIFT	X	0.474204	0.444464	1.067

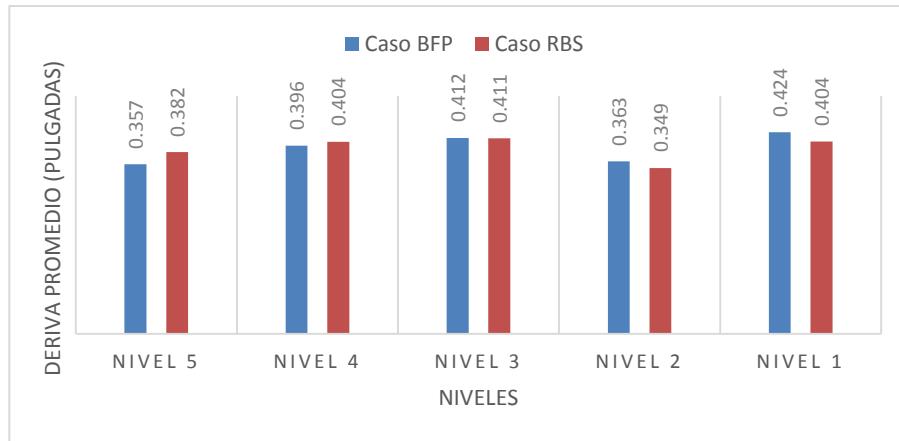
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 35. Derivas elásticas sentido Y edificio de 1 nivel caso RBS

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift in	Avg Drift in	Ratio
Story1	05-DRIFT	Y	0.457042	0.42706	1.07
Story1	06-DRIFT	Y	0.457042	0.42706	1.07
Story1	07-DRIFT	Y	0.457042	0.42706	1.07
Story1	08-DRIFT	Y	0.457042	0.42706	1.07

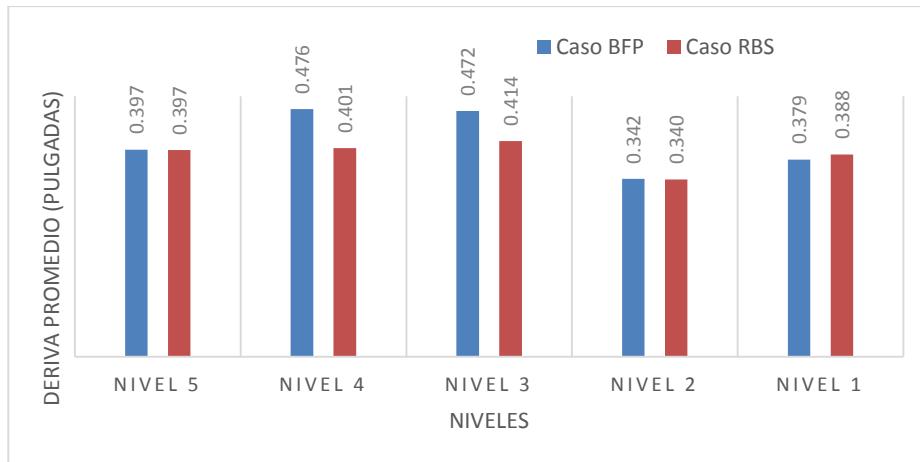
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 36. Comparación de derivas elásticas, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X**



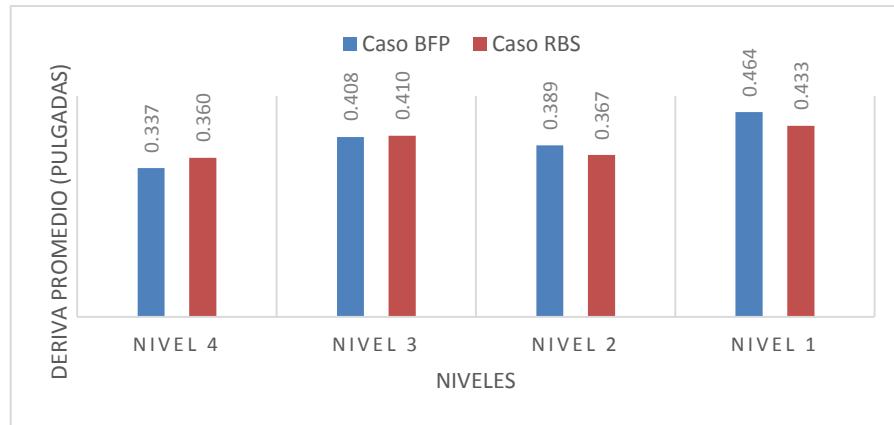
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 37. Comparación de derivas elásticas, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y**



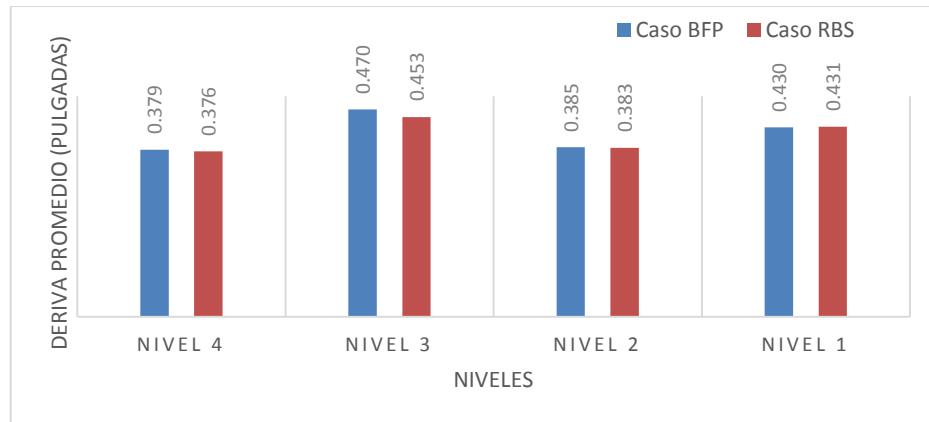
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 38. Comparación de derivas elásticas, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X**



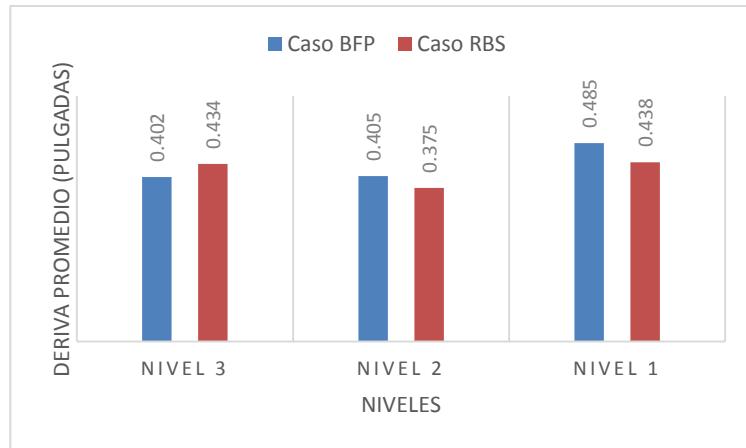
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 39. Comparación de derivas elásticas, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y**



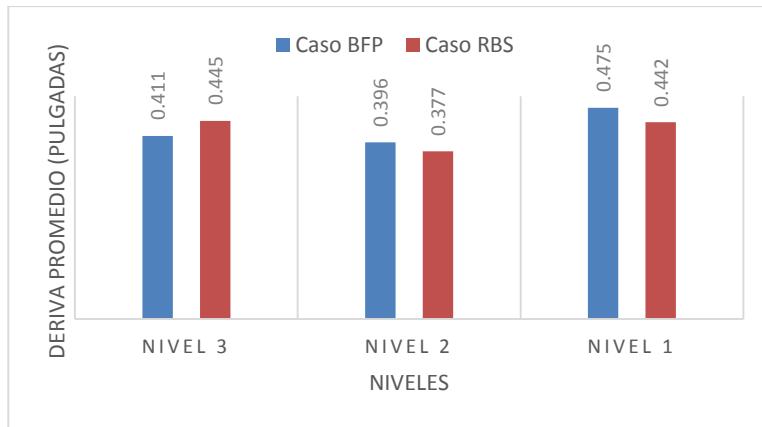
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 40. Comparación de derivas elásticas, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X**



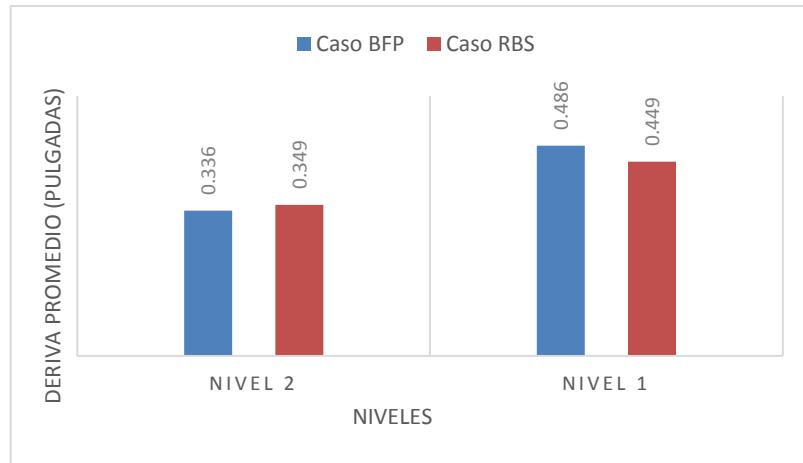
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 41. Comparación de derivas elásticas, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y**



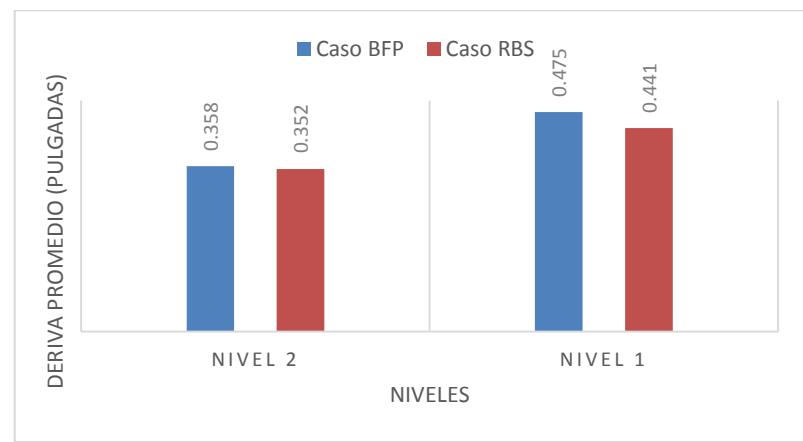
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 42. Comparación de derivas elásticas, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X**



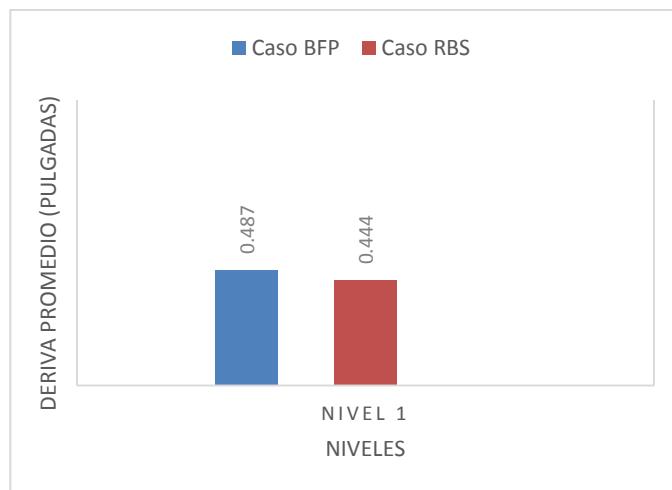
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 43. Comparación de derivas elásticas, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y**



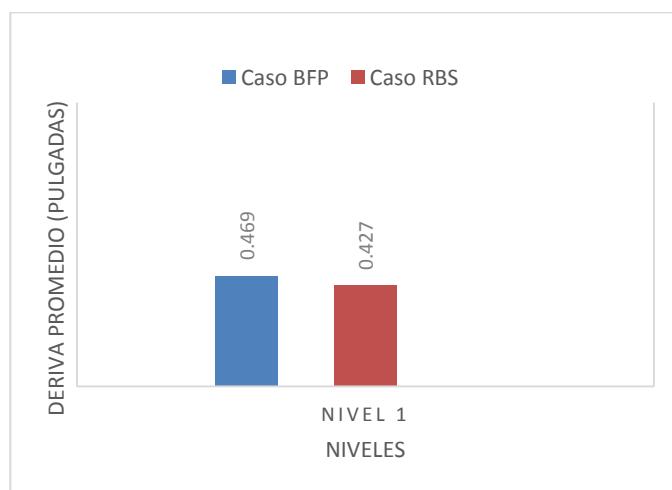
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 44. Comparación de derivas elásticas, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X**



Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 45. Comparación de derivas elásticas, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y**



Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

En cuanto a derivas se observa en las figuras 36 a 45 que el sentido crítico para los diferentes casos de edificios, así como de conexiones es el sentido X el cual mostró a lo largo del desarrollo y análisis, la necesidad de tener perfiles con mayor capacidad para lograr mantener la estabilidad. En los resultados de derivas en el sentido Y se puede ver que se logró estar más cerca del límite con perfiles menos pesados que en el sentido X, esto se puede referenciar adicionalmente con los resultados que muestra la comparación entre elementos estructurales mostrados en las tablas XXXV a XLIV.

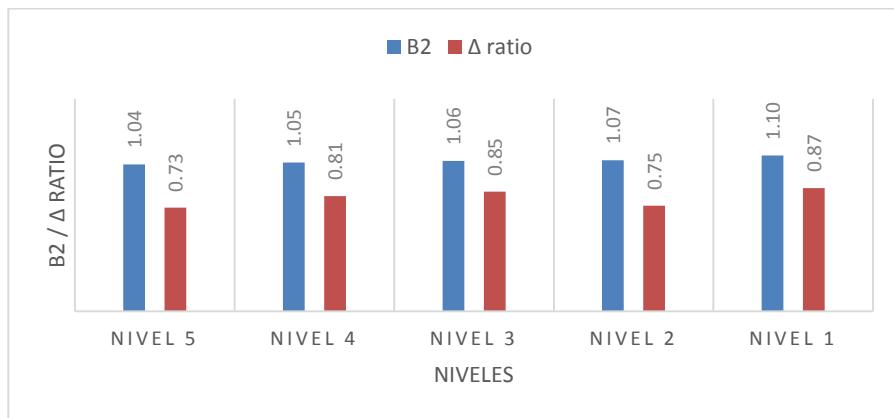
En la práctica es común que los cambios de sección de perfiles de columna se realicen a cada dos pisos o niveles, esto resulta ser más práctico constructivamente. Durante el análisis de los diferentes modelos se tomó este criterio para elegir los elementos de columna, el aporte de rigidez de los perfiles se ve reflejado en las figuras 36 a 39 las cuales muestran los resultados para los edificios de 4 y 5 niveles, en los primeros dos niveles se observan derivas similares y en el tercer nivel se da una deriva mayor. En los resultados de las figuras 40 a 45, las cuales muestran los resultados de los edificios de 1 a 3 niveles, el anterior comportamiento no es tan marcado debido a ser de menor altura.

#### **6.15. Resultados de comparación de factores que dominan la estabilidad**

En las siguientes figuras 46 a 65, B2 representa el amplificador para efectos de segundo orden descrito en sección 5.14 del presente documento y  $\Delta$  ratio representa la relación de derivas inelásticas, el cual consiste en la relación entre deriva inelástica actuante dividido la deriva inelástica permitida.

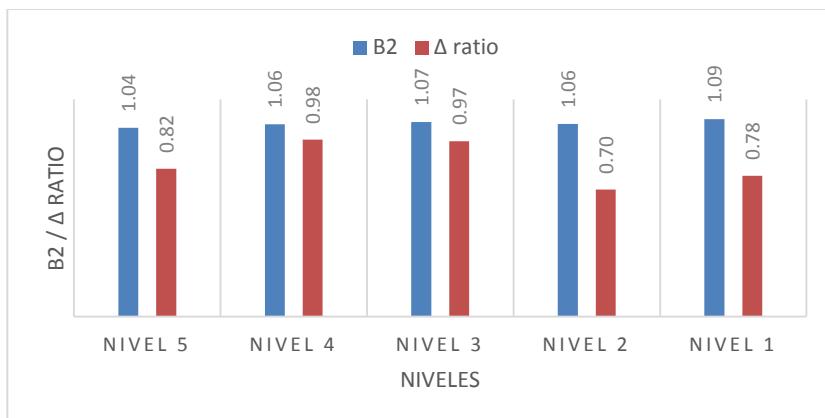
Las figuras 46 a 65 son resultado del proceso de revisión de estabilidad mostrado en la sección 6.9 de la presente investigación.

Figura 46. **Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP**



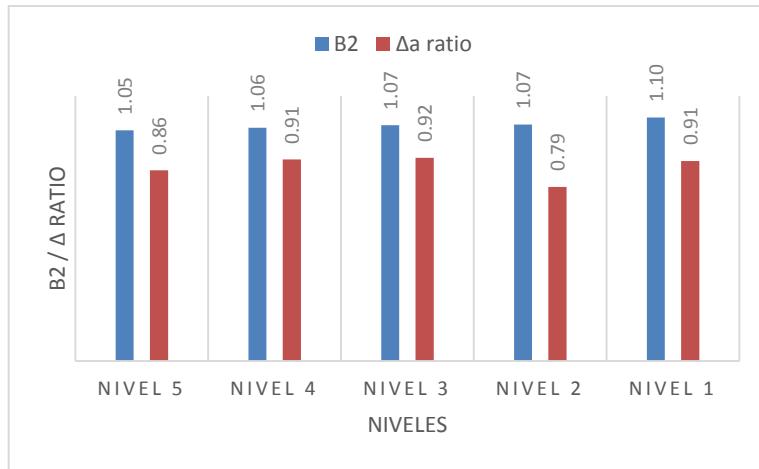
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

Figura 47. **Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP**



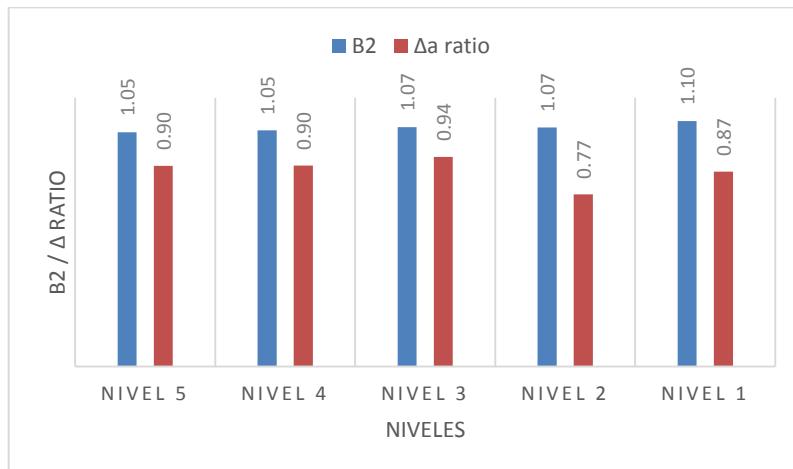
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 48. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS**



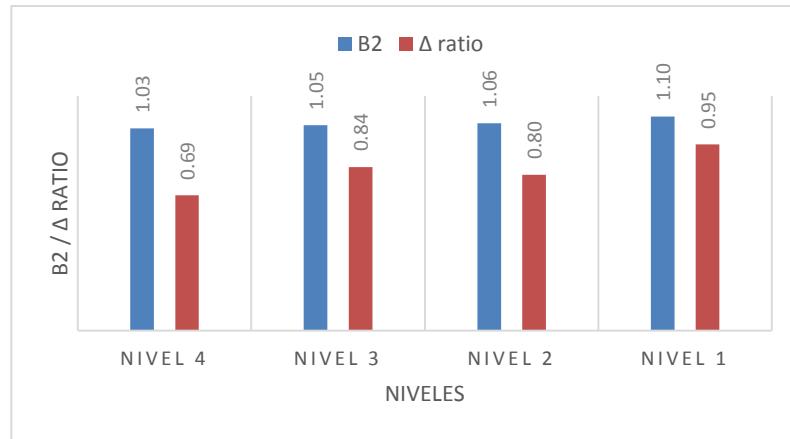
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 49. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 5 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS**



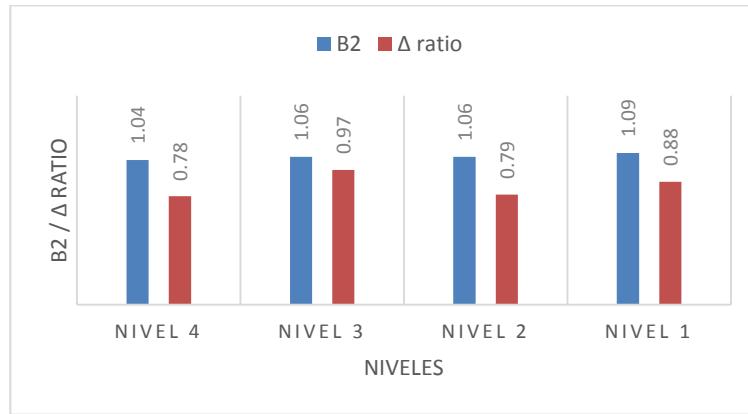
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 50. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP**



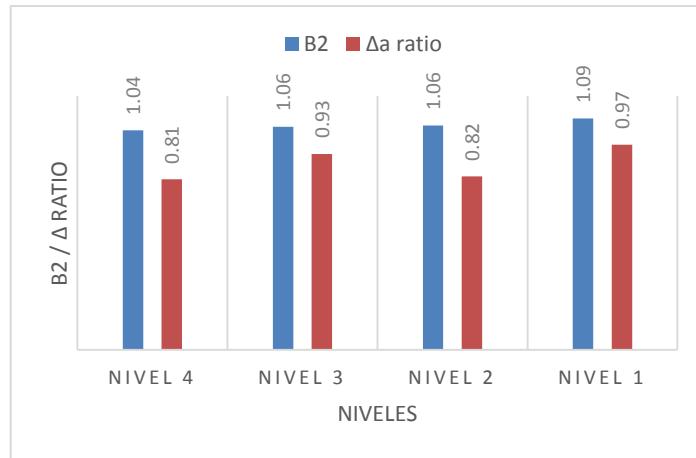
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 51. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP**



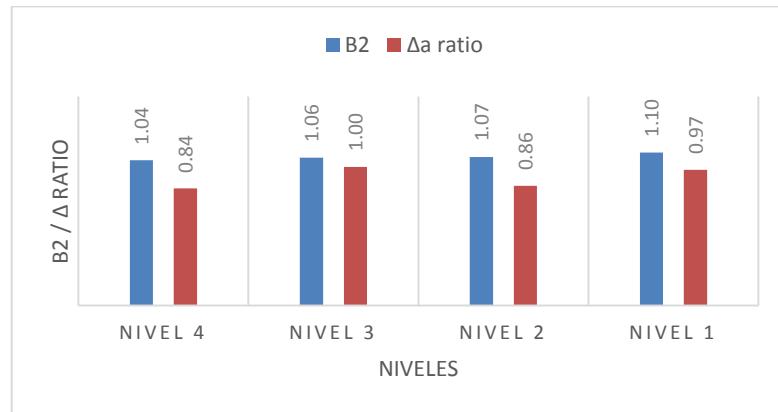
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 52. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS**



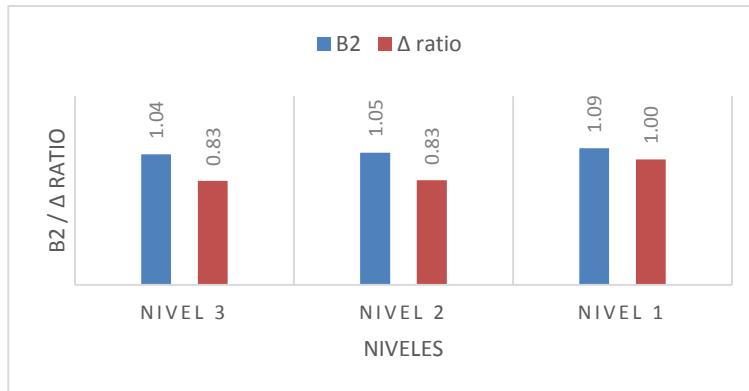
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 53. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 4 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS**



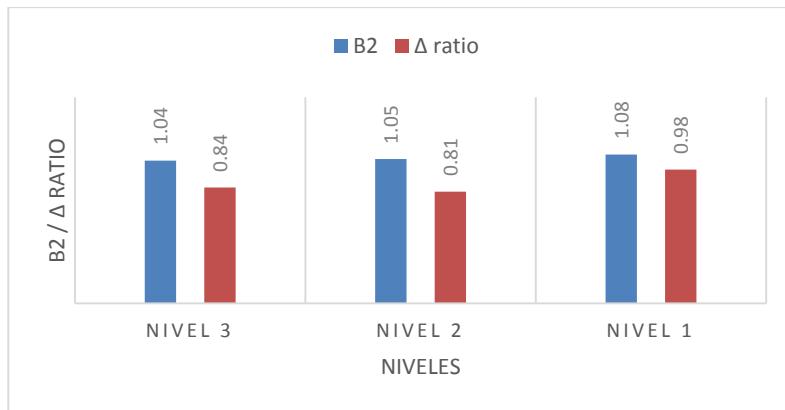
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 54. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP**



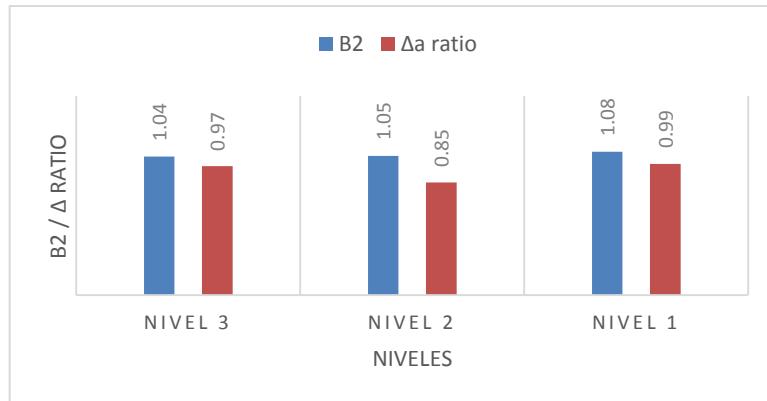
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 55. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP**



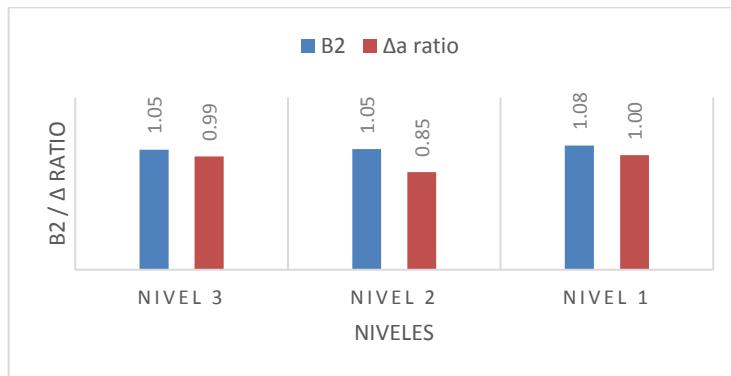
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 56. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS**



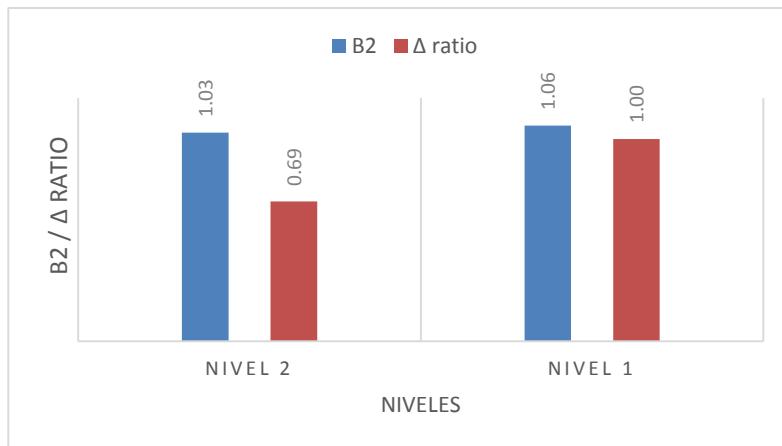
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 57. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 3 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS**



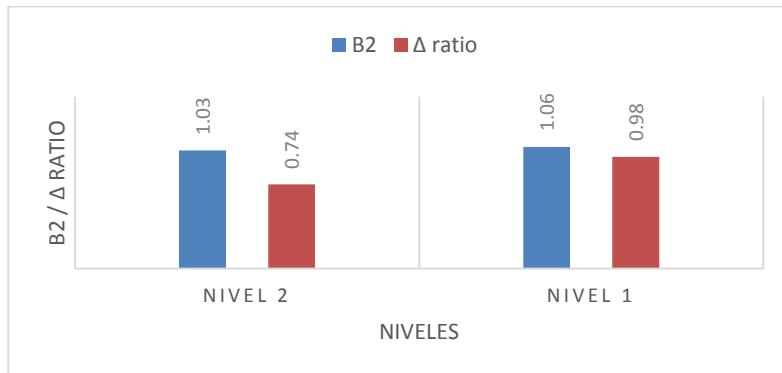
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 58. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X. Caso BFP**



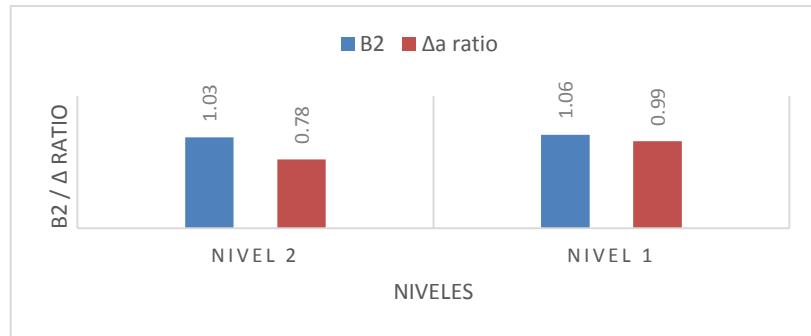
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 59. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y. Caso BFP**



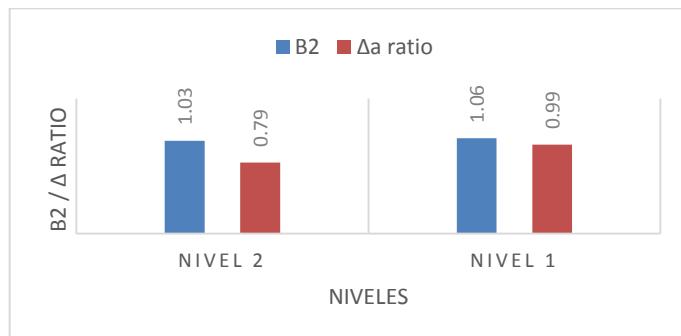
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 60. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido X. Caso RBS**



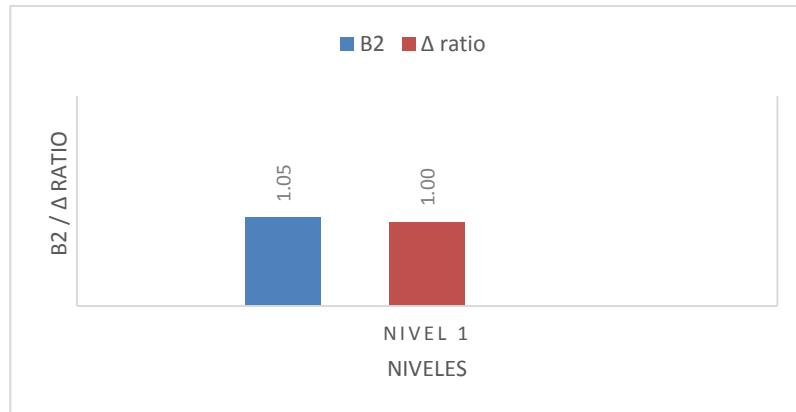
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 61. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 2 niveles, marcos en sentido Y. Caso RBS**



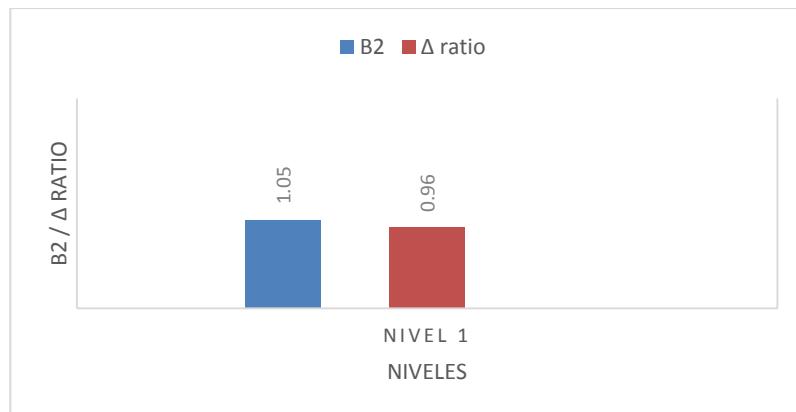
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 62. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X. Caso BFP**



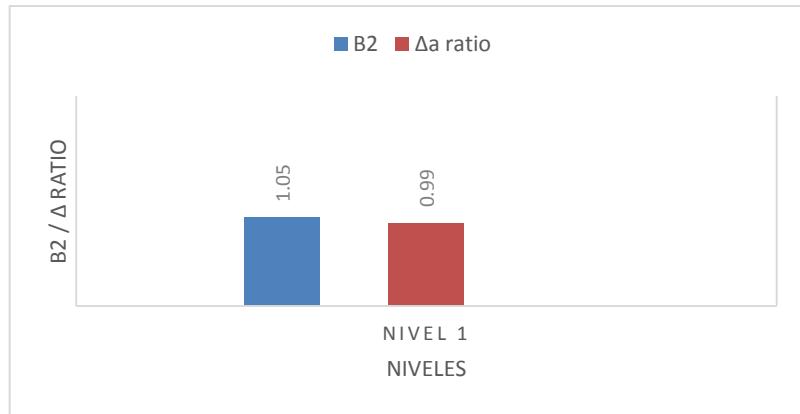
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 63. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y. Caso BFP**



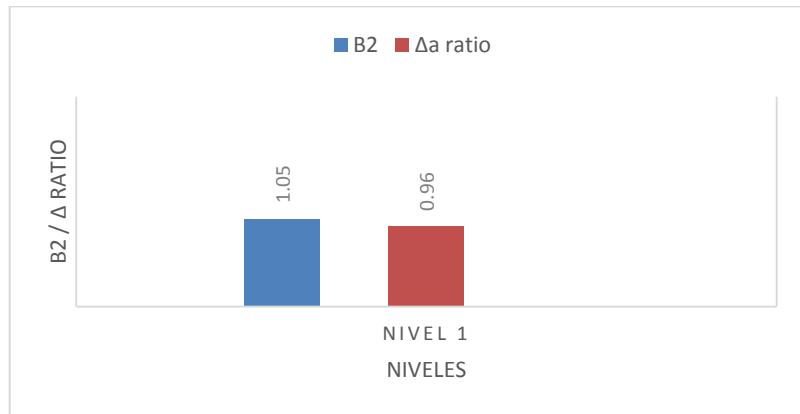
Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 64. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido X. Caso RBS**



Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

**Figura 65. Comparación de factores que dominan la estabilidad, edificio de 1 nivel, marcos en sentido Y. Caso RBS**



Fuente: elaboración propia, utilizando Excel.

En las figuras 46 a 65 se presentan los resultados de los factores bajo los cuales se realizó la revisión de estabilidad, para el factor  $B_2$  se menciona en se tomó como límite un valor de 1.10, se buscó estar lo más cercano posible de dicho valor para garantizar de que se tratara de estructuras optimizadas. Asimismo, se utilizó el factor resultante de la relación de derivas inelásticas denotada en las figuras como

$\Delta$  ratio que es la relación que hay entre la deriva inelástica actuante dividido la deriva inelástica permitida, dicha relación debe estar en un límite de 1. Al igual que con el factor  $B_2$  se buscó estar lo más cercano posible a dicho valor para tener estructuras optimizadas. Por lo tanto, los valores en las anteriores figuras muestran el valor de los factores anteriormente descritos, para los diferentes casos de edificios, conexiones y sentido, es decir, para marcos en sentido X y sentido Y, notándose que hay una diferencia de comportamiento entre un sentido y otro debido a la configuración que se tiene tanto para el sentido X como el sentido Y.

## CONCLUSIONES

1. Se realizó el análisis comparativo por medio de iteraciones con modelos estructurales de edificios utilizando marcos especiales resistentes a momento con las dos conexiones de interés, concluyendo que los edificios de uno y dos niveles presentaron resultados diferentes a los edificios de tres a cinco niveles, por lo cual es posible decir que la conveniencia de una u otra conexión dependerá de la altura del edificio que se esté trabajando.
2. Se determinó el peso total de las estructuras, el cual se puede observar en la tabla XXXIV donde, en el caso de los marcos con BFP se presenta un valor total, es decir los elementos propios de los marcos, sumados a las placas de momento. En la tabla antes mencionada se tabulan, además, en porcentaje, la diferencia de peso entre un caso y otro. En edificios de un nivel el caso RBS resulta ser 2.41 % más pesada, en edificios de dos niveles el caso RBS es 0.32 % más pesada. A partir del edificio de tres niveles la tendencia anterior cambia, siendo el caso BFP 0.56 % más pesada, en edificios de cuatro niveles el caso BFP es 3.19 % más pesada y en el edificio de cinco niveles el caso BFP es 2.64 % más pesada.
3. Para la presente investigación se observó que era necesario hacer que la estructura en el primer o primeros niveles fuera más rígida para cumplir los límites de estabilidad, se optó entonces por perfiles más pesados de vigas sin modificar el perfil de columna, dado que, aunque sea un perfil más pesado, la reducción debida a los parámetros propios de la

conexión RBS, a b c, provocan que la relación de momentos se mantenga en valores por arriba de 1. Con lo anteriormente descrito se logró cumplir con estabilidad y estar con una relación de columna fuerte viga débil con valores aceptables y no conservadores.

4. Edificios de uno, dos y tres niveles, la condición crítica de diseño fueron los límites de servicio (desplazamientos laterales), mientras que edificios de cuatro y cinco niveles, la condición crítica de diseño fueron los límites de estabilidad (efectos de segundo orden).
5. Por medio de la tabla XXXIV es posible concluir que, para edificios de uno y dos niveles es más pesada una estructura utilizando conexiones RBS, mientras que, para edificios de tres a cinco niveles, resultan ser más pesados al utilizar conexiones BFP.
6. Al analizar y comparar edificios de un nivel hasta cinco niveles con las mismas condiciones y características se evidenció que para edificios de uno y dos niveles la configuración óptima se obtiene al utilizar conexiones BFP y para edificios de tres a cinco niveles la configuración óptima se obtiene al utilizar conexiones RBS.

## RECOMENDACIONES

1. Tomando como referencia únicamente el peso de las estructuras, si se trabajan edificios de uno y dos niveles es recomendable utilizar conexiones BFP mientras que para edificios de tres a cinco niveles es recomendable utilizar conexiones RBS.
2. Para la toma de decisión de cual conexión utilizar en casos similares al de la presente investigación, se debe tomar en cuenta en que porcentaje varían los pesos entre una y otra conexión y cotejar esto con el costo de mano de obra que es otro factor importante para tomar en cuenta.
3. Es importante recordar que la estabilidad de las estructuras de marcos resistentes a momento está en función del marco por completo, no solamente de las columnas, por lo tanto, al momento de analizar y detectar una disminución en la estabilidad, se pueden realizar iteraciones aumentando el peso del perfil viga antes de hacerlo con el perfil columna, esto con el fin de obtener una estructura optimizada.
4. La estructuración de un edificio dependerá de que tan regular o irregular este sea así como de la tipología estructural a utilizar, se recomienda, tomar en cuenta la manera como el edificio se comportará debido a las diferentes cargas, es decir, carga vertical y carga lateral tanto en dirección X como dirección Y, esto sin afectar, en la medida de lo posible, la arquitectura propuesta.

5. Al proponer los perfiles para los elementos columna, es recomendable seleccionar perfiles del mayor peralte que la geometría o arquitectura permita, esto con el fin de aprovechar la inercia propia de la sección ya que, al poseer un mayor peralte, posee mayor inercia que aportará estabilidad al marco con el fin de utilizar elementos de un peso óptimo. Caso contrario sería el utilizar perfiles de poco peralte y gran peso con lo que obtenemos el mismo resultado, pero con el agravante de que nos resultaría una estructura más pesada y por consiguiente más costosa.
  
6. De las principales ventajas que posee el acero en comparación con el concreto es que se obtienen estructuras más livianas, es por ello que se busca obtener una estructura con un peso optimo sin embargo cuando se habla de la conexión RBS se debe tener en cuenta no solo el costo de la mano de obra tal y como se menciona en la recomendación 2 sino también la disponibilidad de dicha mano de obra calificada tanto para la fabricación como para la supervisión. Para futuras investigaciones se recomienda integrar los anteriores factores a la comparación a nivel de pesos estructurales, que ha sido el alcance de la presente investigación. .

## REFERENCIAS

1. *American Institute of Steel Construction, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No.1, United States of America, AISC, 2018*, pp. 9.2-14, 9.2-20.
2. *American Institute of Steel Construction, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No.1, United States of America, AISC, 2018*, pp. 9.2-39, 9.2-45.
3. *American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, United States of America, AISC, 2016*, pp. 16.1-245, 16.1-251.
4. *American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE, 2017*, pp. 7-8.
5. *American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE, 2017*, pp. 84-85.

6. *American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE, 2017, pp. 103-104.
7. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 2, Guatemala, AGIES, 2018, pp. 4-2.
8. Asociación Guatemalteca de ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3, Guatemala, AGIES, 2018, pp. 2-1, 2-9.
9. Asociación Guatemalteca de ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3, Guatemala, AGIES, 2018, pp. 4-8, 4-9.
10. Asociación Guatemalteca de ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 7.5, Guatemala, AGIES, 2018, pp. 3-1.
11. Asociación Guatemalteca de ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 7.5, Guatemala, AGIES, 2018, pp. 4-2, 4-3.
12. *McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F.*, Diseño de Estructuras de Acero, 5ta edición, México, Alfaomega, 2013, pp. 1-4.

13. *McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F.*, Diseño de Estructuras de Acero, 5ta edición, México, Alfaomega, 2013, pp. 4-7.
14. *McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F.*, Diseño de Estructuras de Acero, 5ta edición, México, Alfaomega, 2013, pp. 470-471.
15. *McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F.*, Diseño de Estructuras de Acero, 5ta edición, México, Alfaomega, 2013, pp. 478-480.
16. Sriramulu Vinnakota, Estructuras de acero: comportamiento y LRFD, México, Programas Educativos S.A. de C.V., 2006, pp. 23-24.
17. Sriramulu Vinnakota, Estructuras de acero: comportamiento y LRFD, México, Programas Educativos S.A. de C.V., 2006, pp. 26.
18. Sriramulu Vinnakota, Estructuras de acero: comportamiento y LRFD, México, Programas Educativos S.A. de C.V., 2006, pp. 248.

