



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Estructuras

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-
RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS
ARRIOSTRADOS E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE
COSTOS Y PRESUPUESTOS**

Ing. Mario Ricardo Mont Ordoñez

Asesorado por el Msc. Ing. Oscar Andrés García Valdés

Guatemala, julio de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-
RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS
ARRIOSTRADOS, E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE
COSTOS Y PRESUPUESTO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. MARIO RICARDO MONT ORDOÑEZ
ASESORADO POR EL MSC. ING. OSCAR ANDRÉS GARCÍA VALDÉS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, JULIO DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL 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 Armando 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 Cordova Estrada
DIRECTOR	Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Julio Cesar Escobar Zeceña
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:

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-
RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS
ARRIOSTRADOS, E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE
COSTOS Y PRESUPUESTO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado, con fecha 12 de octubre de 2020.



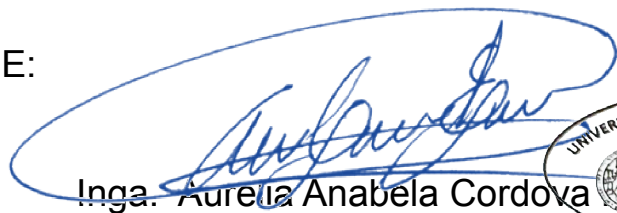
Ing. Mario Ricardo Mont Ordoñez

Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.592.2022

La Decana 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 Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS ARRIOSTRADOS E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS**, presentado por: **Mario Ricardo Mont Ordoñez**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Inga. Aurelia Anabela Cordova
Decana



Guatemala, agosto de 2022

AACE/gaoc



Guatemala, agosto de 2022

LNG.EEP.OI.592.2022

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

“COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS ARRIOSTRADOS E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS”

presentado por **Mario Ricardo Mont Ordoñez** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cofi
Director

Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería





Guatemala, 24 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que se ha revisado y APROBADO la siguiente TESIS DE GRADUACIÓN titulado: "COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS ARRIOSTRADOS, E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS" del estudiante Mario Ricardo Mont Ordoñez, quien se identifica con numero de carné 999003452, del programa de Maestría en Estructuras.

Con base en la evaluación realizada, se hace constar que se ha evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014.

Por lo anterior, se entrega con la presente, la hoja de evaluación aprobada por el docente del curso y toda la documentación administrativa de respaldo, para su aprobación correspondiente por parte de la Escuela de Estudios de Postgrado.

Sin otro particular

Vo. Bo
Msc. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador Área Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería

Guatemala, 24 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que, como ASESOR, he revisado y aprobado la siguiente **TÉSIS DE GRADUACIÓN** del (la) alumno (a):

Carné: 999003452
Alumno: Mario Ricardo Mont Ordoñez
Maestría: Estructuras
Título de la Investigación: COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL ENTRE UN EDIFICIO SISMO-RESISTENTE DE ACERO Y OTRO AISLADO SÍSMICAMENTE, AMBOS CON MARCOS ARRIOSTRADOS, E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA BIM PARA GESTIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS

En este sentido, extendiendo el Visto Bueno correspondiente, para el cumplimiento de requisitos de la Escuela de Estudios de Postgrado, de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Asimismo, se hace constar que el estudiante cumplió con el pago de los honorarios profesionales de asesoría de dicha tesis de graduación.

Sin otro particular


Ing. Andrés García
Ingeniero Civil
Col. 15,737
Msc. Oscar Andrés García Valdés
Asesor

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme la oportunidad de cumplir esta meta importante en mi vida.
Mis padres	Mario Mont y Brenda Ordoñez, por su amor y apoyo.
Mi esposa	Yilda López, por su amor incondicional y todo su apoyo.
Mi familia en general	Por estar siempre a mi lado incondicionalmente.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser la <i>alma mater</i> que me permitió crecer en conocimiento y personalmente.
Mi asesor	Msc. Ing. Andrés García, por haberme apoyado durante la maestría.
Mis abuelos	Mariano Mont, Thelma Velásquez de Mont, Miguel Ángel Ordoñez y Marta Castellanos de Ordoñez, por todos sus consejos y apoyo.

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XVII
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	XIX
OBJETIVOS	XXI
HIPÓTESIS	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Fundamentos de los sistemas de aislación sísmica.....	1
1.1.1. Reducción de la respuesta sísmica	2
1.2. Implementación de sistemas de aisladores sísmicos alrededor del mundo	3
1.2.1. Aplicación en Japón	3
1.2.2. Aplicación en Estados Unidos	3
1.2.3. Aplicación en otros países	4
1.3. Sistemas de aislación sísmica en estructuras de acero	5
1.4. Sistemas sismorresistentes en acero.....	5
1.4.1. Marcos ordinarios con riostras concéntricas	6
1.4.2. Marcos especiales con riostras concéntricas	7
1.5. Fundamentos de la metodología BIM	8
1.6. Dimensiones BIM.....	9
1.6.1. 3D (modelos tridimensionales)	10
1.6.2. 4D (tiempo y programación)	10
1.6.3. 5D (estimación de costos y presupuesto).....	10

1.6.4.	6D (sustentabilidad y eficiencia de la energía).....	11
1.6.5.	7D (mantenimiento)	11
1.7.	Flujos de trabajo entre herramientas digitales en BIM	11
1.7.1.	Flujo de trabajo entre diseño estructural y generación de modelo 3D.....	12
1.7.2.	Generación de costos, presupuesto y programación	12
2.	GENERALIDADES DEL EDIFICIO	13
2.1.	Ubicación, uso y tipología	13
2.2.	Integración de cargas.....	15
2.2.1.	Cargas muertas	16
2.2.2.	Cargas vivas.....	16
2.2.3.	Carga de viento	17
2.2.3.1.	Tipo de exposición al viento.....	18
2.2.3.2.	Velocidad básica del viento	19
2.2.3.3.	Direccionalidad del viento	20
2.2.3.4.	Efecto La posición de está numeración ya la tiene bien, no la vaya a cambiar. topográfico	20
2.2.3.4.1.	Factor topográfico	22
2.2.3.5.	Presión de velocidad	23
2.2.3.6.	Factor de ráfaga	25
2.2.3.7.	Coeficiente de presión interna	25
2.2.3.8.	Coeficiente de presión externa	25
2.2.3.9.	Presión de diseño de viento.....	26
2.2.4.	Carga de sismo	27
3.	ANÁLISIS ELÁSTICO EDIFICIO BASE FIJA	31

3.1.	Método de la carga sísmica equivalente	31
3.2.	Método de análisis modal espectral	34
3.3.	Combinaciones de carga	35
3.4.	Resultados del análisis estático	36
3.4.1.	Períodos principales	36
3.4.2.	Derivas, deformaciones y cortante basal	37
3.4.3.	Deflexiones verticales	41
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO CON BASE FIJA	43
4.1.	Marcos con riostras concéntricas especiales	43
4.1.1.	Configuración de las riostras	43
4.1.2.	Diseño de las riostras	44
4.1.3.	Diseño de columnas en SCBF	46
4.1.4.	Diseño de vigas en SCBF	48
4.2.	Marcos especiales resistentes a momento	48
4.2.1.	Diseño de columnas SMF	49
4.2.2.	Diseño de vigas en SMF	50
5.	ANÁLISIS INELÁSTICO DEL EDIFICIO DE BASE FIJA	53
5.1.	Análisis tiempo-historia	53
5.1.1.	Selección de registros compatibles a la sismicidad de Guatemala	53
5.2.	Rótulas plásticas	55
5.2.1.	Rótula plástica en SMF	55
5.2.2.	Rótula plástica en SCBF	56
5.3.	Curva de histéresis	57
5.4.	Resultados del análisis inelástico	57
5.4.1.	Deformaciones laterales	58
5.4.2.	Derivas de piso	61

5.4.3.	Cortante basal	64
6.	ANÁLISIS Y MODELADO DEL EDIFICIO AISLADO.....	67
6.1.	Modelado	67
6.1.1.	Modelo bilineal	69
6.1.2.	Geometría y propiedades mecánicas de los aisladores	70
6.1.3.	Modos de vibración	73
6.2.	Análisis elástico.....	73
6.2.1.	Deformaciones de piso	74
6.3.	Análisis dinámico inelástico.....	77
6.3.1.	Deformaciones laterales de piso.....	77
6.3.2.	Cortante basal	84
7.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO CON AISLADORES	87
7.1.	Marcos con riostras concéntricas ordinarias.....	87
7.1.1.	Diseño de riostras en OCBF	87
7.1.2.	Diseño de columnas en OCBF	88
7.1.3.	Diseño de vigas en OCBF	89
8.	DISEÑO DE CONEXIONES	91
8.1.	Conexiones para marcos especiales e intermedios resistentes a momento	91
8.2.	Conexiones para marcos con riostras concéntricas	95
9.	INTEGRACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTO DE AMBOS EDIFICIOS IMPLEMENTANDO METODOLOGÍA BIM	97
9.1.	Coordinación del modelo para generación de costos	97
9.2.	Integración y evaluación de costos.....	101

10.	PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	109
10.1.	Análisis modal espectral comparativo	109
10.1.1.	Cortante basal.....	109
10.1.2.	Deformaciones laterales y derivas	110
10.2.	Análisis de historial de respuesta no lineal comparativo	114
10.2.1.	Cortante basal.....	114
10.2.2.	Deformaciones laterales y derivas	115
10.2.3.	Objetivo de desempeño	118
10.3.	Comparación de costos	121
	CONCLUSIONES	123
	RECOMENDACIONES.....	125
	REFERENCIAS	127
	APÉNDICES.....	133

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Desplazamientos en una estructura tradicional y una estructura con aisladores sísmicos.....	1
2.	Gráfica de la aceleración horizontal en una estructura.....	2
3.	Número de estructuras aisladas en los países más activos	4
4.	Configuración de marcos ordinarios con riostras concéntricas	6
5.	Configuración de marcos especiales con riostras concéntricas.....	7
6.	Metodología BIM	9
7.	Isométrico de arquitectura del edificio	13
8.	Elevación frontal arquitectónica.....	14
9.	Planta típica de arquitectura.....	14
10.	Isométrico de aisladores sísmicos.....	15
11.	Mapa de zonificación por viento de Guatemala.....	19
12.	Diagrama efecto topográfico	21
13.	Factores por exposición de presión en muros	26
14.	Espectro genérico probable	30
15.	Carga sísmica estática equivalente en eje X.....	33
16.	Carga sísmica estática equivalente en eje Y	34
17.	Deformación lateral edificio base fija	39
18.	Derivas de piso edificio base fija	40
19.	Configuración de las riostras	44
20.	Espectros de registros sintéticos escalados	54
21.	Ubicación de rótula plástica en SMF	56
22.	Rótula plástica en SCBF	56

23.	Deformaciones laterales sentido X	59
24.	Deformaciones laterales sentido Y	60
25.	Derivas laterales sentido X	62
26.	Derivas laterales sentido Y	63
27.	Cortante basal sentido X en edificio base fija	65
28.	Cortante basal sentido Y en edificio base fija	65
29.	Modelo edificio aislado	67
30.	Distribución de aisladores sísmicos	68
31.	Modelo bilineal de un aislador LRB.....	69
32.	Deformación lateral base aislada.....	75
33.	Derivas laterales edificio base aislada	76
34.	Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X	78
35.	Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y	80
36.	Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X.....	82
37.	Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y.....	83
38.	Cortante basal análisis de historial de respuesta sentido X	85
39.	Cortante basal análisis de historial de respuesta sentido Y	85
40.	Conexiones BFP (Bolted Flange Plate)	91
41.	Placa tipo Gusset en conexión de riostra en esquina.....	96
42.	Placa tipo Gusset en conexión de riostras al centro de viga	96
43.	Exportación de modelo estructural desde ETABS	98
44.	Importación de modelo estructural a Revit.....	98
45.	Creación de archivo de coordinación en Bexel Manager	99
46.	Clasificación de elementos dentro de edificios	100
47.	Categorías de clasificación	100

48.	Edición de costos unitarios de elementos	101
49.	Resumen análisis modal espectral de deformación lateral	112
50.	Resumen análisis modal espectral de derivas de piso	113
51.	Resumen análisis inelástico de deformaciones laterales	116
52.	Resumen análisis inelástico de derivas de piso	117
53.	Diagrama momento-curvatura (edificio base fija)	119
54.	Diagrama momento-curvatura (edificio base aislada).....	120
55.	Distribución del sobrecosto	122

TABLAS

I.	Integración de carga muerta superpuesta	16
II.	Integración de carga viva	17
III.	Tipo de exposición al viento	18
IV.	Factor de direccionalidad del viento K_d	20
V.	Parámetros de velocidad sobre colinas y taludes.....	23
VI.	Coeficientes de exposición de presión (K_h)	24
VII.	Parámetros sísmicos.....	27
VIII.	Factores para espectro genérico probable	29
IX.	Porcentaje de participación de masa modal	35
X.	Combinaciones de carga.....	36
XI.	Períodos principales-Edificio base fija	37
XII.	Deformaciones y derivas laterales edificio base fija	38
XIII.	Deflexiones verticales	41
XIV.	Deformaciones laterales sentido X	58
XV.	Deformaciones laterales sentido Y	58
XVI.	Derivas de piso sentido X.....	61
XVII.	Derivas de piso sentido Y.....	61
XVIII.	Cortante basal sentido X	64

XIX.	Cortante basal sentido Y	64
XX.	Parámetros de diseño para los aisladores.....	72
XXI.	Características geométricas y mecánicas de los aisladores	72
XXII.	Modos de vibración y porcentajes de masas modales.....	73
XXIII.	Deformaciones de piso relativas al nivel de aislación	74
XXIV.	Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X.....	77
XXV.	Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y	79
XXVI.	Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X	81
XXVII.	Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y	81
XXVIII.	Cortante basal en análisis historial de respuesta sentido X	84
XXIX.	Cortante basal en análisis de historial de respuesta sentido Y	84
XXX.	Costo total del edificio base fija	102
XXXI.	Costo total de edificio con aisladores sísmicos.....	105
XXXII.	Resumen análisis modal espectral de cortante basal	109
XXXIII.	Resumen análisis elástico de deformación lateral	111
XXXIV.	Resumen análisis elástico de derivas de piso	111
XXXV.	Resumen análisis inelástico de cortante basal	114
XXXVI.	Resumen análisis inelástico de deformación lateral	115
XXXVII.	Resumen análisis inelástico de derivas de piso.....	115
XXXVIII.	Resumen análisis inelástico de objetivos de desempeño	120
XXXIX.	Comparación de costos por alternativa	121
XL.	Distribución del sobrecosto.....	122

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_r	Altura nominal del nervio del deck
b_f	Ancho de patín
b_{cf}	Ancho del patín de la columna
b_{bf}	Ancho del patín de la viga
A_t	Ancho tributario
A_g	Área bruta de la sección
A_s	Área de acero
A_b	Área del perno
A_T	Área tributaria
P_u	Carga axial última
V_u	Carga cortante último
T_u	Carga de tensión última
DL	Carga muerta
EQ	Carga sísmica
E_h	Carga sísmica horizontal
E_v	Carga sísmica vertical
LL	Carga viva
CDS	Categoría de diseño sísmico
C_{vx}	Coeficiente de distribución vertical
K_z	Coeficiente de exposición de presión de velocidad
R	Coeficiente de modificación de respuesta
C_p	Coeficiente de presión externa
GC_{pi}	Coeficiente de presión interna

C_s	Coeficiente sísmico al límite de cedencia
F_a/F_v	Coeficientes de sitio
V_s	Cortante basal sísmico
D_b	Diámetro del perno
L_h	Distancia entre articulaciones plásticas en la viga
h_o	Distancia entre baricentro de los patines
E_{mh}	Efecto de la acción sísmica amplificada
t_c	Espesor de concreto sobre el nervio del metal deck
t_w	Espesor del alma de la viga o columna
t_f	Espesor del patín de viga o columna
k	Exponente de período de estructura
K_d	Factor de direccionalidad del viento
I_e	Factor de importancia por sismo
I_w	Factor de importancia por viento
C_d	Factor de incremento del desplazamiento elástico
K	Factor de longitud efectiva de pandeo
G	Factor por efecto de ráfaga
K_{zt}	Factor por efecto topográfico
F_d	Franja de diseño
n	Frecuencia fundamental de la estructura
F	Fuerza del viento
F_x	Fuerza lateral sísmica en cada nivel
G_r	Grado del acero
L_b	Longitud de arriostramiento
h_s	Longitud del perno conector en el deck
L_{eff}	Longitud efectiva del edificio en dirección de análisis
L	Luz o claro
E	Módulo de elasticidad
I	Módulo de inercia

Z_x	Módulo plástico del perfil
M_p	Momento de plastificación de la viga
M_n	Momento nominal
$M_{resistente}$	Momento resistente
M_u	Momento último
N_b	Número de pernos
t_{deck}	Peralte de losa tipo metal deck
d_c	Peralte total de la columna
d_b	Peralte total de la viga
T_a	Período fundamental aproximado
T	Período fundamental de la estructura
W	Peso de la estructura
Gusset	Placa de unión entre riostra y viga o columna
F_i	Porción del cortante basal sísmico en el nivel.
q_z	Presión de velocidad del viento
p	Presión del viento
r_x	Radio de giro del perfil
R_u	Reacción última
KL/r	Relación de esbeltez
D/C	Relación demanda-capacidad
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
R_y	Resistencia de relación a la fluencia
F_u	Resistencia de tracción mínima para el acero
f_y	Tensión mínima de fluencia del acero de refuerzo
F_y	Tensión mínima de fluencia para el acero
V	Velocidad básica del viento
I_o	Zona sísmica

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y sísmica.
AISC	Instituto Americano de Construcción con Acero (American Institute of Steel Construction).
Análisis estructural	Utilización de ecuaciones de resistencia de materiales o programas para determinar los esfuerzos actuantes en una estructura.
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers).
Carga de servicio	Carga estática o dinámica sin factores, que se le asignan a una estructura bajo análisis.
Combinación de cargas	Conjunto de fuerzas incrementadas por su respectivo factor según la metodología empleada en el análisis.
Diafragma horizontal	Elemento plano conformado por lámina metálica, concreto reforzado y miembros horizontales.

Ductilidad	Capacidad que tiene una estructura para resistir deformación sin colapsar bajo las sollicitaciones de carga inducida.
Efecto P-Delta	Desplazamiento lateral proporcional al momento adicional inducido por una carga gravitacional a la estructura deformada por la acción sísmica.
Factor de resistencia	Coeficiente menor o igual a la unidad utilizado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
FEMA	Agencia Federal de Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency).
LRFD	Metodología de diseño por factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design).
MIRM	Marcos de intermedios resistentes a momento de acero (Intermediate Moment Frame).
SCBF	Marcos especiales con riostras concéntricas (Special Concentrically Braced Frame).
SMF	Marco especial resistente a momento de acero (Special Moment Frame).

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se muestra la propuesta de diseño entre un edificio de acero con marcos arriostrados considerando su base fija y otro considerando su base aislada, esto para poder comparar su desempeño estructural y poder observar sus demandas y respuestas estructurales, así como poder comparar el costo de construcción que cada uno de estos edificios tiene por medio de la interoperabilidad de los programas empleados y poder realizar la integración de costos.

Ambos edificios se encuentran en la zona 8 de la ciudad de Guatemala, con un uso exclusivamente residencial, por lo que se consideraron los parámetros y requisitos que la NSE 2 solicita para este tipo de estructuras. El edificio cuenta con 5 apartamentos por nivel y un total de 6 niveles cada edificio, para una capacidad máxima de 85 personas en todo el edificio.

La carga de viento aplicada a la estructura se basa en la integración propuesta en la norma de AGIES NSE-7.5, capítulo 4.1, para la integración de cargas vivas y muertas se consideró la norma de AGIES NSE 2, capítulo 2 y 3. De igual manera para la integración de la carga sísmica se generó un espectro de respuesta según el sitio y tipología de la estructura.

Tras haber obtenido las fuerzas actuantes en las edificaciones se realizó un análisis modal espectral para ambos edificios, con el objetivo de determinar el cortante basal y deformaciones presentadas. Asimismo, se utilizaron 7 registros sintéticos para proceder a realizar un análisis de historial de respuesta no lineal

para obtener de manera detallada el comportamiento y desempeño estructural del edificio con base fija y con base aislada.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La falta de investigación sobre la implementación de distintas tipologías estructurales a edificios tipo vivienda accesible, limitan a los desarrolladores a considerar tipologías y materiales poco resilientes para este tipo de edificación.

El poco conocimiento sobre los sistemas de aislamiento sísmico provoca una idea equivocada sobre el costo de implementación en un edificio de vivienda accesible. Asimismo, debido a la falta de información sobre la implementación de este tipo de sistema, hace que desarrolladores en Guatemala no inviertan en la implementación de aislación sísmica y que consideren poco viable este tipo de sistemas.

Debido a la falta del desarrollo de edificios tipo vivienda accesible utilizando estructura de acero, no se cuenta con información sobre las ventajas que posee utilizar este material en cuestión de tiempo en el proceso constructivo, así como poder tener parámetros de costo de construcción empleando acero y requerimientos sobre el diseño estructural.

El poco uso que se da a la implementación de la metodología BIM (*Building Information Modeling*) en el campo de la ingeniería estructural, ha generado poca productividad en la fase de diseño, planificación y construcción de proyectos, así como pocos profesionales capacitados para la generación de modelos con información necesaria para poder gestionar de manera eficiente este tipo de proyectos y poder realizar simulaciones virtuales sobre las distintas fases constructivas, las cuales tienen un aporte significativo dentro del desarrollo de edificaciones de acero.

Habiendo desarrollado el problema se tiene la necesidad de plantear la siguiente pregunta principal:

- ¿Se pueden obtener ventajas al implementar en Guatemala el diseño de edificaciones de acero con aislamiento sísmico?

Teniendo esto se pueden plantear las siguientes preguntas secundarias:

- ¿En Guatemala existen consideraciones y recomendaciones para el diseño de edificaciones de acero con aislamiento sísmico?
- ¿Los sistemas estructurales propuestos cumplirán los requisitos y parámetros de ductilidad y derivas establecidos en las distintas normativas?
- ¿El gremio estructural conoce los beneficios de desarrollar proyectos estructurales por medio de modelos 3D asistidos por computadora?
- ¿Qué oportunidades se presentan al integrar los costos y presupuestos de los proyectos con la metodología BIM?
- ¿Existirá una correcta interoperabilidad e intercambio de información entre los programas de diseño estructural y programas de coordinación del proyecto?

OBJETIVOS

- General

Realizar un análisis comparativo del desempeño estructural entre un edificio sismorresistente de acero con marcos arriostrados y otro de acero con aisladores sísmicos.

- Específicos

- Desarrollar una propuesta para el diseño sismorresistente de edificios de acero.
- Fomentar el uso de sistemas de aisladores sísmicos dentro de proyectos estructurales de acero en Guatemala.
- Definir por medio de la implementación de la metodología BIM un flujo de trabajo entre el modelo estructural y un modelo para la integración de los costos y presupuestos de ambos edificios.
- Proponer consideraciones de diseño para edificios de acero con el uso de aisladores sísmicos en Guatemala.

HIPÓTESIS

La implementación de aisladores sísmicos en edificios de acero con marcos arriostrados puede obtener una optimización en el desempeño y en el costo de construcción de la estructura principal de acero, logrando una eficiencia de hasta un 10 %, con relación al peso de la estructura de un edificio tradicional de acero.

INTRODUCCIÓN

Guatemala cuenta con la interacción de tres placas tectónicas a lo largo de su territorio, siendo estas: Norteamérica, Caribe y Cocos, las cuales provocan que sea un país con una elevada actividad sísmica. Debido a esto, uno de los retos primordiales que conlleva la ingeniería estructural, es diseñar y desarrollar estructuras resilientes, capaces de tener un desempeño estructural adecuado, resistentes a los distintos fenómenos naturales y continuar funcionando, ser económicamente viables y, sobre todo, poder proteger la integridad física y la vida de sus usuarios.

El desarrollo de edificaciones de acero en Guatemala se ha enfocado principalmente en naves industriales, puentes, polideportivos y techos livianos, siendo pocas veces empleadas en edificios administrativos, apartamentos u hotelería, lo cual ha llevado que dentro de los códigos y normativos nacionales se tengan las consideraciones básicas o mínimas para este análisis y diseño. Por otra parte, el uso de aisladores sísmicos en Guatemala ha tenido poca implementación, lo cual hace que exista poca o nula información sobre parámetros de diseño y beneficios del uso de este tipo de sistemas aplicados al territorio nacional.

Con la presente investigación se buscó realizar la comparación de un edificio de seis niveles empleando un sistema sismorresistente (marcos especiales con riostras concéntricas) y luego otro, empleando marcos ordinarios con riostras concéntricas en conjunto con el uso de aisladores sísmicos, a fin de observar y analizar el desempeño estructural de acuerdo con los distintos sistemas empleados.

Por otro lado, no solo se buscó elaborar una comparación en cuanto al desempeño estructural ante un sismo, sino que se implementó la metodología BIM para poder establecer flujos de trabajo entre las disciplinas trabajadas, generando un modelo que contenga información relevante durante la gestión y coordinación del proyecto, ya que se integrarán los costos que conllevan las edificaciones analizadas y poder tener un análisis más completo desde el punto de vista económico.

Teniendo en los primeros dos capítulos el desarrollo de los conceptos básicos sobre la aislación sísmica, sistemas sismo resistentes y sus propiedades, dimensiones BIM y los flujos de trabajo entre las distintas herramientas digitales empleadas para el desarrollo de la investigación. En el tercer capítulo, se abordó la integración de las cargas básicas gravitacionales y laterales de diseño, las cuales están normadas por la normativa nacional de AGIES.

A partir del cuarto al noveno capítulo, se establecieron los distintos análisis estructurales aplicados a ambos sistemas, considerando un análisis elástico e inelástico en el caso del edificio con sistema sismorresistente y aplicando un análisis inelástico al edificio con aisladores sísmicos, esto con el fin de poder desarrollar un adecuado diseño de cada elemento estructural que conformar la estructura, teniendo esto se pudo continuar con el capítulo diez, en el cual se realizó el diseño por capacidad de las distintas conexiones estructurales que requiera cada sistema basados en AISC (*American Institute of Steel Construction*).

Luego de tener establecidos los capítulos anteriores, se realizó la integración de costos y presupuesto de ambos edificios implementando la metodología BIM, logrando una correcta coordinación del modelo para la

generación de los costos y fases del proyecto para poder recrear mediante una simulación digital, las distintas fases y programación de los edificios.

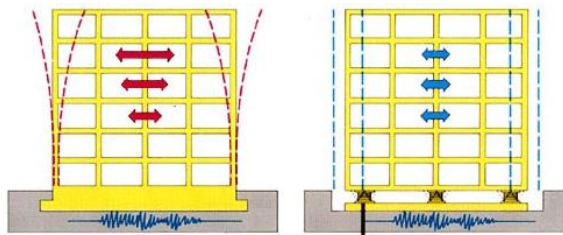
1. MARCO TEÓRICO

1.1. Fundamentos de los sistemas de aislación sísmica

El aislamiento sísmico ha sido aplicado para estructuras nuevas y estructuras existentes, generalmente esta tecnología se ha introducido fácilmente en nuevas edificaciones, pero hay cientos de estructuras alrededor del mundo que han sido readecuadas con aisladores sísmicos (Charleson, 2017).

Durante un terremoto, una estructura tradicional sin aislamiento sísmico está sujeta a desplazamientos substanciales, lo que se ve reflejado en un importante daño o colapso de la estructura. Mientras que, en una estructura con aislación sísmica, el sistema reduce la fuerza sísmica aplicada a la estructura, incrementando el período correspondiente al primer modo, disminuyendo la aceleración espectral y previniendo la activación de los modos más altos, tal como se muestra en la figura 1.

Figura 1. **Desplazamientos en una estructura tradicional y una estructura con aisladores sísmicos**



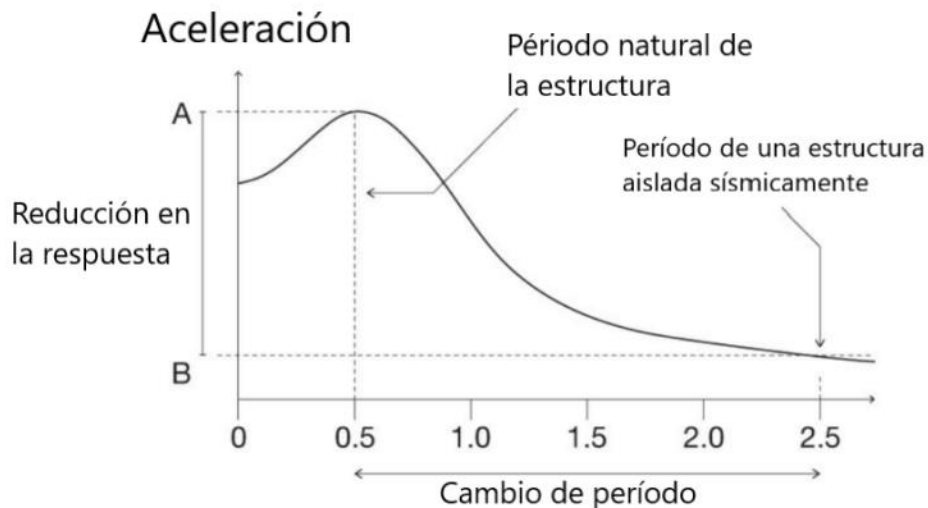
Fuente: Bridgestone. *Aislación sísmica*. Consultado el 09 de septiembre de 2020. Recuperado de https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/method.html.

1.1.1. Reducción de la respuesta sísmica

Para cada sismo, es posible graficar la aceleración horizontal de las estructuras, este espectro puede variar para cada sismo, la clase de sitio y el código de diseño estructural de cada país, sin embargo, todas estas características hacen que para períodos mayores de 0.50 segundos, la respuesta de aceleración de la estructura disminuya.

El aislamiento sísmico proporciona el diseño de una estructura muy flexible y nos permite introducir un cambio de período. Con un cambio de período entre 2 a 3 segundos, se reduce considerablemente la respuesta de aceleración. El cambio de período es la razón principal por lo que un sistema de aislación sísmica es muy efectivo, reduciendo la aceleración como se muestra en la figura 2 y evitando grandes daños (Wang, 2002).

Figura 2. Gráfica de la aceleración horizontal en una estructura



Fuente: elaboración propia.

1.2. Implementación de sistemas de aisladores sísmicos alrededor del mundo

Diferentes países en el transcurso de los años han adoptado aisladores sísmicos, para mejorar el desempeño sísmico de las estructuras, entre ellos se encuentra Japón siendo unos de los países que más ha empleado este tipo de sistemas, entre otros países.

1.2.1. Aplicación en Japón

En Japón debido a un adecuado código desde el año 2000 ha adoptado aisladores sísmicos desde el año 2001 y el excelente respaldo de estructuras aisladas que han soportado violentos eventos sísmicos, se considera uno de los países líderes en usar este tipo de sistemas antisísmicos, con más de 6,600 edificaciones o casas protegidos por aisladores.

La primera implementación de aisladores sísmicos se realizó en el año 1983, luego de esto continuaron con la extensa adopción de este tipo de sistemas después de un buen desempeño de las estructuras aisladas cerca de Kobe durante el terremoto Hyogo-ken Nambu en 1995 (Martelli, 2012).

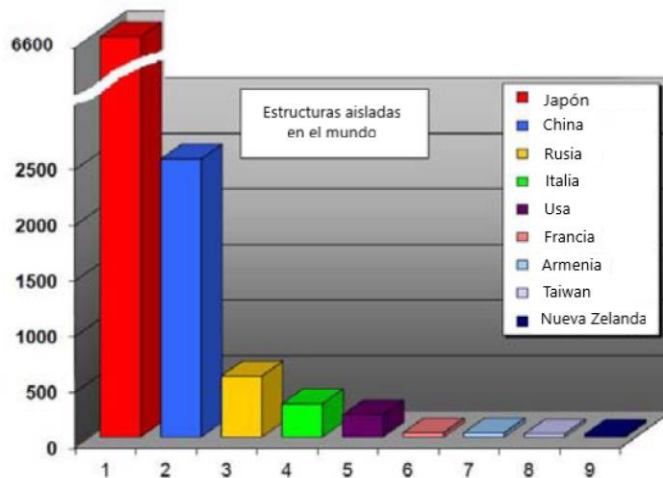
1.2.2. Aplicación en Estados Unidos

En este país, a pesar de que las aplicaciones de este sistema han resultado satisfactorias, usualmente se han aplicado únicamente a puentes, viaductos y estructuras protegidas por un sistema de disipación de energía, con una implementación en más de 1,000 estructuras mencionadas (Martelli, 2012).

1.2.3. Aplicación en otros países

Asimismo, otros de los países con un considerable número de implementación de sistemas de aislación sísmica se pueden mencionar a Corea del Sur, Taiwán, Armenia, Nueva Zelanda, Francia, México, Canadá, Chile y otros. Varios de los países mencionados han implementado dispositivos antisísmicos de origen italiano. De manera similar, las estructuras aisladas en Santiago, Chile han tenido un buen respaldo en su respuesta ante un sismo, como lo fue en el terremoto de Maule en el 2010. Para poder tener una mejor comparativa entre los distintos países y su nivel de implementación de sistemas de aislación sísmica se puede observar en la figura 3, en el que se hace el análisis de las estructuras de cada país que consideran este tipo de sistemas.

Figura 3. **Número de estructuras aisladas en los países más activos**



Fuente: Martelli. (2012). *Recent Worldwide Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for their correct use.*

1.3. Sistemas de aislación sísmica en estructuras de acero

Considerando la importancia del mejoramiento y readecuación de las estructuras ante un sismo y los intentos para lograr esto, varios métodos antisísmicos se han inventado y propuesto por estructurales y expertos en la sismología para reducir la respuesta sísmica de las estructuras. Dentro de las cuales, los aisladores sísmicos representan uno de los sistemas más efectivos para lograr esto.

Como menciona Ganji y Kazem (2017), en su reporte comparativo, la reducción en el desplazamiento relativo en los niveles de una estructura con sistemas de aislación sísmica es aproximadamente un 68 % con respecto a una estructura tradicional de 5 niveles sin este tipo de sistema. De igual manera, en una estructura de acero se logra reducir hasta un 30 % la energía inducida por un sismo a la estructura, en comparación a una estructura sin un sistema antisísmico. Logrando que estos parámetros sean de gran importancia al momento del diseño estructural, buscando que la estructura resultante sea eficiente tanto en su desempeño estructural y su costo de fabricación.

1.4. Sistemas sismorresistentes en acero

La estructura debe de incluir sistemas resistentes a fuerzas laterales y verticales capaces de proveer una adecuada resistencia, rigidez y disipación de energía, todo esto dentro de los límites de deformación y demanda estructural establecida.

Para el diseño de una estructura en acero, es necesario tener noción de los distintos sistemas sismorresistentes permitidos y sus requerimientos tanto en resistencia como en parámetros sísmicos, por lo que en este capítulo las

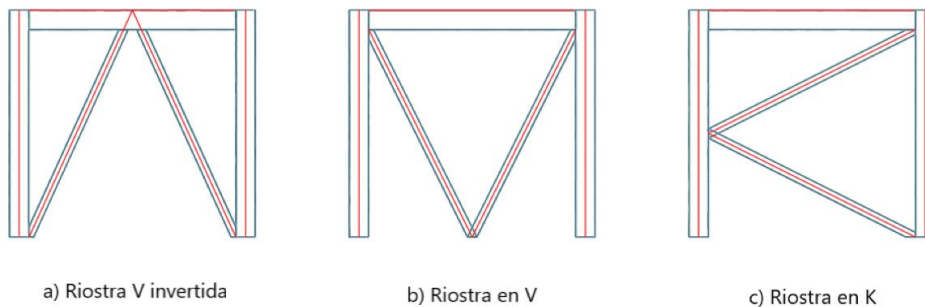
especificaciones de los sistemas estructurales a utilizar estarán basadas en el código AISC 341-16 (AISC, 2016).

1.4.1. Marcos ordinarios con riostras concéntricas

Los marcos ordinarios con riostras concéntricas u OCBF (*Ordinary Concentrically Braced Frames*) es un sistema con una demanda baja en cuanto a ductilidad, ya que cuenta con un bajo factor R. Es un sistema en el que se puede considerar con requerimientos mínimos de diseño en comparación de otros sistemas arriostrados.

Dentro de las configuraciones que se pueden establecer en los marcos ordinarios con riostras se pueden mencionar los tipos en la figura 4:

Figura 4. Configuración de marcos ordinarios con riostras concéntricas



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Advance Steel.

Usualmente, la configuración utilizada con mayor frecuencia es la riostra V invertida, debido a su eficiencia en fabricación y montaje. Asimismo, en esta

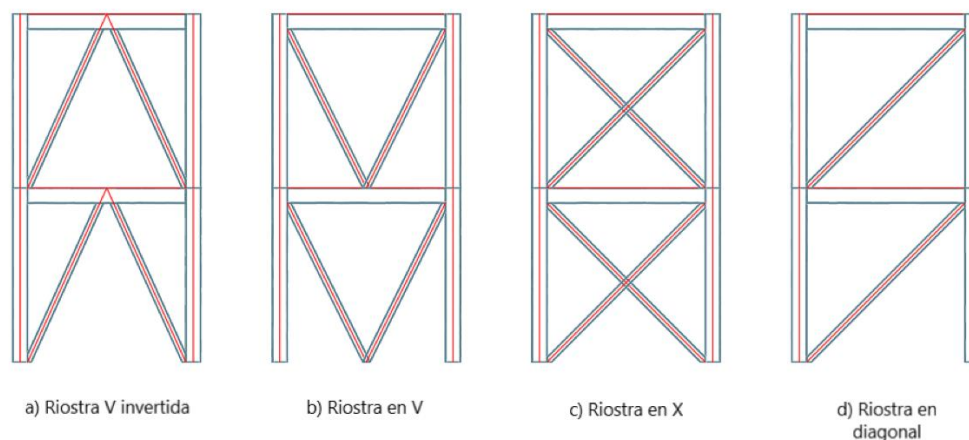
configuración se puede inducir una considerable fuerza en la viga de intersección, ya que la riostra estaría absorbiendo gran parte de la fuerza aplicada.

Los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente, en conjunto con un sistema de aislación sísmica, logran una adecuada reducción de la ductilidad de los elementos en comparación del uso de este sistema sin aislación sísmica.

1.4.2. Marcos especiales con riostras concéntricas

Los marcos especiales con riostras concéntricas o SCBF (*Special Concentrically Braced Frames*), son un tipo de riostras en las que la línea central de los miembros se interseca, formando un sistema de armadura vertical que resiste las fuerzas laterales. Algunas de las configuraciones más comunes son mostradas en la figura 5.

Figura 5. Configuración de marcos especiales con riostras concéntricas



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Advance Steel.

Uno de los grandes aportes de este sistema es que sus miembros actúan completamente como una armadura, esto significa que sus miembros están sujetos principalmente a cargas axiales en su rango elástico. Durante un evento sísmico, se espera que los componentes de este sistema estructural (riostras y conexiones) presente una deformación inelástica significativa.

Una de las principales diferencias entre un sistema de marcos ordinarios y marcos especiales, se debe a los requerimientos de ductilidad que cada sistema presenta. Por lo que, un sistema de marcos especiales con riostras concéntricas presenta una mejor estabilidad y ductilidad ante un evento con un sismo de magnitud considerable.

1.5. Fundamentos de la metodología BIM

A lo largo del tiempo, los métodos y técnicas para volver eficiente todo el proceso de planificación, diseño, ejecución y demás procesos que se involucran dentro del desarrollo de un proyecto, han tratado de irse ajustando a la integración y la facilidad de la información que se va generando, aun así, se ha visto limitada y fragmentada. Debido a esto, surgió la necesidad de desarrollar una metodología en la que se almacene la información en un modelo 3D y poder gestionarlo de manera colaborativa entre los distintos involucrados.

Esta metodología simula la construcción del proyecto en un entorno digital y esta simulación posee la ventaja que se puede experimentar con la construcción y poder realizar ajustes en el proyecto antes de ser construido en el lugar para evitar interferencia entre los elementos de cada disciplina. Busca que en cada fase en la que se encuentre el proyecto se mejore la colaboración y se aumente la eficiencia del tiempo, empleando las herramientas digitales correspondientes.

El flujo de trabajo colaborativo y la interoperabilidad entre las distintas herramientas digitales hacen que, dentro de cada fase como se muestra en la figura 6, el modelo pueda irse llenando con parámetros e información de gran importancia para poder llegar a un modelo integrado, analizarlo y poder iniciar la construcción física de la estructura (Kymmell, 2008).

Figura 6. **Metodología BIM**



Fuente: Sonda. *7 grandes beneficios del BIM*. Consultado el 11 de septiembre del 2020.
 Recuperado de <https://www.sonda-mco.com/novedad/novedades-7-grandes-beneficios-de-bim>.

1.6. Dimensiones BIM

La metodología BIM engloba el control, dirección, monitoreo y gestión de toda la información que es generada a través del desarrollo del proyecto, desde la planificación inicial, el diseño conceptual y la selección de alternativas, hasta las fases avanzadas que incluyen diseño estructural y la coordinación del proyecto. Por lo que, para un adecuado monitoreo y gestión de la construcción y

un futuro mantenimiento, es necesario tener en cuenta las dimensiones que la metodología presenta, identificarlas y con esto establecer los alcances que cada una de ellas tiene (Montiel, Hermoso y Terrados, 2020).

1.6.1. 3D (modelos tridimensionales)

En esta etapa, se representa en las 3 dimensiones geográficas (x, y, z) la estructura de la edificación, lo cual ayuda a visualizar las dimensiones y aspecto que nuestra estructura posee sin haber iniciado con la construcción. Teniendo un modelo 3D nos ayuda a tener un flujo colaborativo eficiente en el que se pueden resolver problemas estructurales, arquitectónicos o de otras disciplinas (United BIM, 2020).

1.6.2. 4D (tiempo y programación)

Esta dimensión está relacionada a la planificación de la construcción, agregando un elemento importante, tiempo.

Programando la información del proyecto nos ayuda a tener la idea sobre el tiempo que conllevará completar el proyecto y cómo el proyecto evolucionará con el tiempo en cada una de las fases, todo esto por medio de una simulación digital de las fases del proyecto.

1.6.3. 5D (estimación de costos y presupuesto)

El 5D en BIM juega un papel importante, ya que en esta fase se realiza la estimación y análisis de costos que son necesarios para el inicio de cualquier proyecto.

Empleando esta dimensión BIM, se obtiene de manera eficiente y certera la extracción de los materiales y componentes que conforman al proyecto, esto con el fin de obtener lo más detallado y exacto nuestra estimación de costos.

1.6.4. 6D (sustentabilidad y eficiencia de la energía)

Durante esta fase se puede obtener un análisis sobre el consumo de energía de una edificación, logrando establecer una simulación sobre un entorno eficiente y sustentable en cuanto al uso adecuado de la energía empleada en el proyecto y su juego con el medio ambiente, al inicio y durante su vida útil.

1.6.5. 7D (mantenimiento)

Esta fase de las dimensiones BIM se obtiene al finalizar el desarrollo del proyecto, generando un modelo *As built* sobre el cual se puede establecer un plan de mantenimiento, operaciones, especificaciones técnicas y la logística del control de la edificación para futuros cambios en ella.

1.7. Flujos de trabajo entre herramientas digitales en BIM

Para poder desarrollar de manera adecuada la metodología BIM es necesario fijar flujos de trabajo entre las distintas herramientas digitales que nos ayudarán con la construcción del modelo digital, así como con la asignación de información y la gestión del resto de las fases de nuestro proyecto.

Esta investigación desarrolla la planificación, diseño y gestión de las fases del proyecto por medio de los productos de *Autodesk*, logrando así un flujo de trabajo sin pérdida de información y sin problemas de interoperabilidad entre programas.

1.7.1. Flujo de trabajo entre diseño estructural y generación de modelo 3D

Para poder desarrollar el diseño estructural del edificio se emplea el programa ETABS (*Extend Three dimensional Analysis of Building Systems*), siendo un programa de análisis estructural que verifica sus requerimientos de acuerdo con los distintos códigos y normas integrados, así como facilita el flujo de trabajo BIM debido a su compatibilidad en el intercambio de información con Revit, este por medio de un complemento integrado en los programas que permite la exportación del modelo de un programa a otro.

1.7.2. Generación de costos, presupuesto y programación

Para el desarrollo de esta fase de la investigación, se emplea el programa Revit para la construcción del modelo digital con toda la información paramétrica necesaria para su correcta gestión y preparación para coordinación. Se utiliza Naviswork para la cuantificación de materiales, manejo de tiempos, programación y coordinación entre disciplinas, logrando con esto una simulación del proceso y tiempo de construcción.

Para el análisis de costos, se analiza por medio de *Bexel Manager*, ya que cuenta con un módulo especial de estimación de costos. Es un programa que nos brinda la herramienta para generar una estimación de costos vinculando la información contenida en el modelo, por lo que cualquier cambio que el modelo presente, se verá reflejado de manera automática en el análisis de costos de manera bidireccional.

2. GENERALIDADES DEL EDIFICIO

2.1. Ubicación, uso y tipología

El edificio por analizar está ubicado en la zona 8 de la ciudad de Guatemala. Este tendrá un uso habitacional, siendo considerado un edificio tipo vivienda accesible. Contará con cinco apartamentos en cada nivel y un total de 6 niveles, teniendo en el último nivel una azotea sin acceso, aspecto importante a considerar dentro del diseño estructural.

El proyecto de manera conjunta cuenta con dos torres similares, las cuales tienen las mismas características geométricas y de igual manera con respecto al sistema estructural. La arquitectura del proyecto mostrada en las figuras 7, 8 y 9, fue proporcionada por la empresa BASE (*Building Architecture and Structural Engineering*), con fines de apoyar la presente investigación.

Figura 7. **Isométrico de arquitectura del edificio**



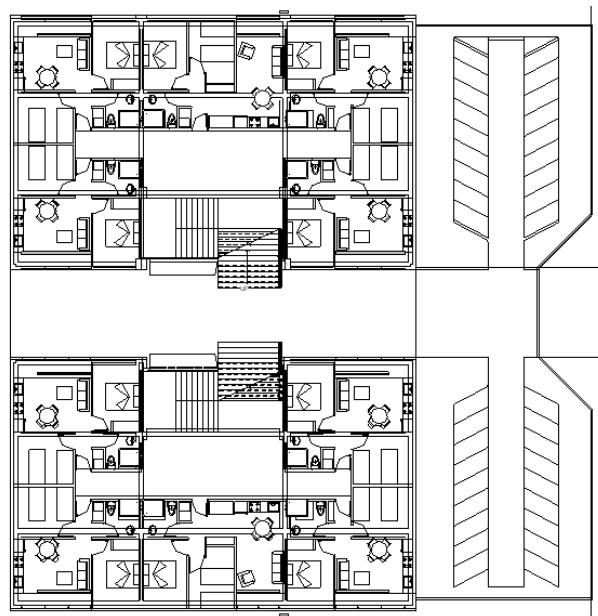
Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Revit.

Figura 8. **Elevación frontal arquitectónica**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Revit.

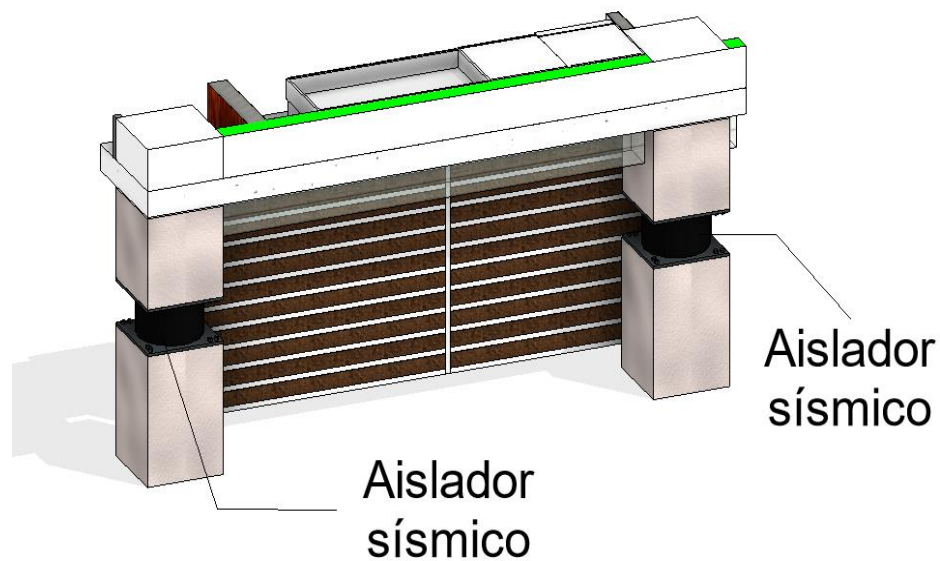
Figura 9. **Planta típica de arquitectura**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Revit.

En la tipología considerada para desarrollar la presente investigación se tomaron en cuenta dos sistemas estructurales sismorresistentes para su comparación en cuanto a desempeño estructural y costos, un escenario será evaluar dicho edificio utilizando un sistema estructural de marcos especiales con riostras concéntricas y, por otro lado, emplearemos un sistema de marcos ordinarios con riostras concéntricas en conjunto de aisladores sísmicos en su base como en la figura 10.

Figura 10. **Isométrico de aisladores sísmicos**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Revit.

2.2. Integración de cargas

La integración de cargas comprende a todas aquellas cargas a las cuales la estructura va a estar sometida, tanto de manera permanente como transitoria.

2.2.1. Cargas muertas

Las cargas muertas se definen como cargas permanentes aplicadas a la edificación, consideradas como el peso propio de la estructura, tomando en cuenta cada uno de los materiales que se estén utilizando para la construcción de esta.

Por otro lado, dentro de este tipo de cargas, se puede considerar una carga muerta superpuesta, considerando dentro de este tipo cargas como piso, tabiques, particiones, fachadas y cerramientos perimetrales. Para la integración de este tipo de cargas se toma de referencia la norma NSE-2 2018, capítulo 2.4, en el cual se indican factores que se deben tomar en cuenta, siendo estos:

Tabla I. Integración de carga muerta superpuesta

Integración de carga muerta superpuesta	
Tipo de carga	Carga (kg/m ²)
Repello en techo	24.00
Relleno de piso (1.30 cm)	19.50
Azulejo cerámico	77.00
Tabiques y particiones	75.00
Total	195.50

Fuente: elaboración propia.

2.2.2. Cargas vivas

Las cargas vivas se pueden definir como cargas temporales, que están sujetas al tipo de uso y ocupación a la cual está destinada la estructura. Dentro

de este tipo de cargas se pueden mencionar las cargas uniformemente distribuidas o las cargas concentradas.

Para la integración de la carga viva aplicada a cada nivel de la presente estructura, se utilizaron los valores sugeridos por la norma AGIES NSE-2, capítulo 3.2, quedando de la siguiente manera para el edificio habitacional:

Tabla II. Integración de carga viva

Integración de carga viva	
Tipo de carga	Carga (kg/m ²)
Habitaciones	200.00
Pasillos y escaleras	500.00
Azoteas sin acceso	100.00

Fuente: elaboración propia.

2.2.3. Carga de viento

Dentro de los requisitos de diseño estructural, es necesario considerar las acciones que el viento puede ocasionar sobre la estructura, teniendo así una carga de succión y empuje, las cuales deberá de resistir la estructura diseñada.

La carga de viento aplicada a la estructura se basa en la integración propuesta en la norma de AGIES NSE-7.5, capítulo 4.1, la cual basa su integración en la normativa ASCE 7-16, capítulo 27.

2.2.3.1. Tipo de exposición al viento

Según la ubicación y las características del entorno en donde se ubique la edificación se puede clasificar en un tipo de exposición, la norma ASCE 7-16 propone los siguientes tipos:

Tabla III. Tipo de exposición al viento

Categorías de exposición	
Tipo de exposición	Descripción
Exposición B	Para edificios u otras estructuras con una altura media del techo menor o igual a 30 pies (9.1 m), la exposición B se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo, según la definición de rugosidad de la superficie B, prevalezca en la dirección contra el viento para una distancia mayor de 1,500 pies (457 m).
Exposición C	La exposición C se aplicará a todos los casos en los que no se aplique la exposición B o D.
Exposición D	La exposición D se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo, según la definición de rugosidad de la superficie D, prevalezca en dirección contra el viento para una distancia mayor de 5,000 pies (1,524 m) o 20 veces la altura del edificio o estructura, lo que sea mayor.

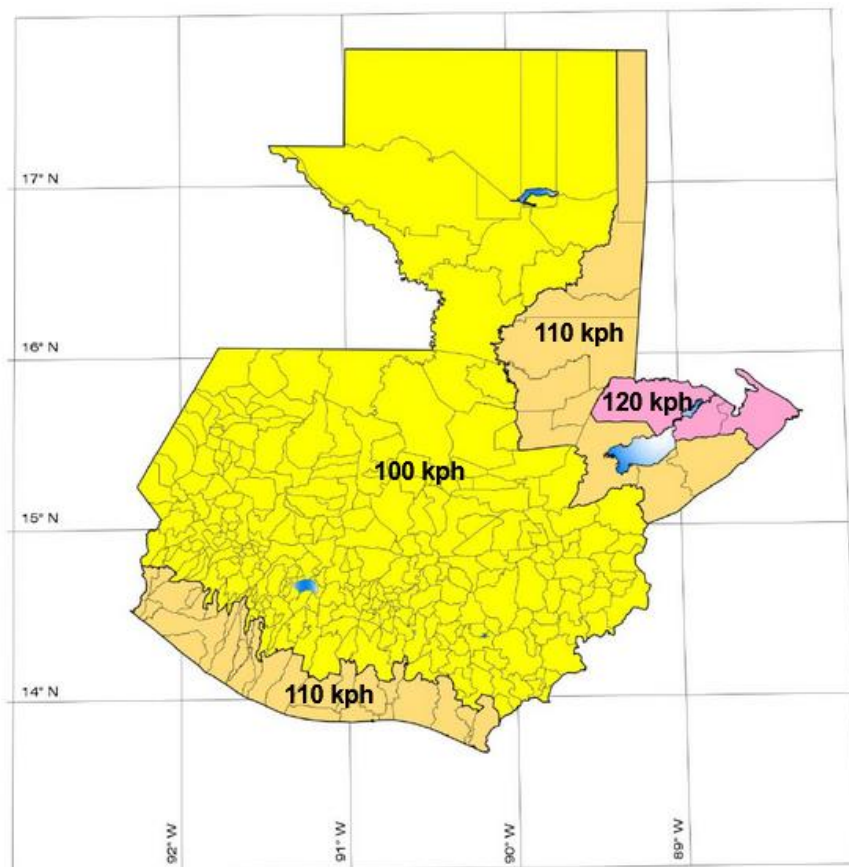
Fuente: elaboración propia.

Para el presente proyecto, se tomó una exposición tipo C, al tener un entorno urbanizado en las cercanías donde se desarrolla la investigación.

2.2.3.2. Velocidad básica del viento

Para determinar la velocidad básica del viento a emplear para la integración de la carga de viento de la estructura, se toma en cuenta la zonificación propuesta por AGIES en la norma NSE-2 Capítulo 5.2.2, en la que se ilustra y clasifica el territorio de Guatemala según la velocidad de viento característica de cada lugar.

Figura 11. Mapa de zonificación por viento de Guatemala



Fuente: AGIES. (2018). *Demandas estructurales y condiciones de carga*.

Se tomará para la presente investigación el valor de 100 kph, puesto que la edificación se localiza dentro del perímetro de la ciudad de Guatemala.

2.2.3.3. Direccionalidad del viento

Este factor es denominado Kd, dicho valor está establecido en el capítulo 26 del ASCE 7-16.

Tabla IV. **Factor de direccionalidad del viento Kd**

Factor de direccionalidad del viento kd	
Tipo de estructura	Factor kd
Edificios	
Sistema principal resistente al viento	0.85
Componentes y revestimientos	0.85

Fuente: American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

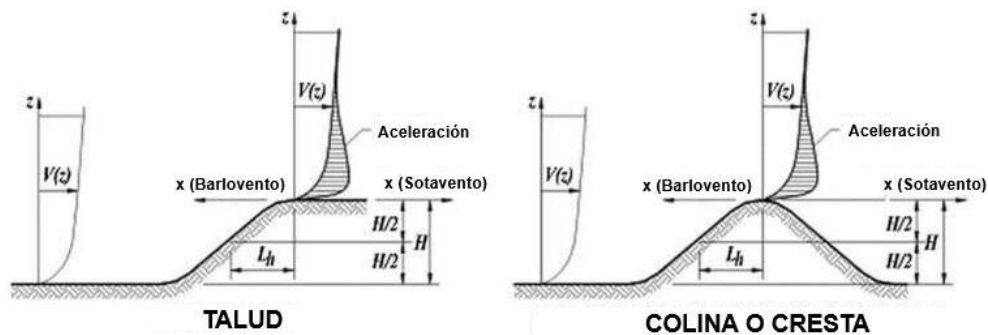
2.2.3.4. Efecto La posición de está numeración ya la tiene bien, no la vaya a cambiar. topográfico

Se producen cambios considerables en la superficie topográfica debido a los efectos de velocidad, formando colinas aisladas, crestas y taludes que pueden intervenir en la carga de viento aplicada a la estructura. Dicho efecto tendrá que ser considerado dentro de la carga de viento cuando se tenga lo siguiente:

- La clina, cresta o talud está aislado y sin obstrucciones a barlovento por otro elemento topográfico de altura de 100 veces su propia altura o 2 millas, tomando el menor valor.

- La colina, cresta o talud sobresale por encima de la altura de barlovento del terreno a 2 millas de radio de cualquiera de los cuadrantes por un factor de 2 o más.
- La estructura está ubicada en la mitad superior de una colina, cresta o cerca de un talud.
- H es mayor o igual a 4.50 m para exposición C o D y 18.00 m para exposición B.

Figura 12. **Diagrama efecto topográfico**



Fuente: ASCE. (2017). ASCE 7-16 *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

Donde:

- H = Altura de la colina o talud relativo al terreno en barlovento, medido en pies.
- L_h = Distancia a barlovento de la cresta donde la diferencia en la elevación del suelo es la mitad de la altura de la colina o talud, medido en pies.

2.2.3.4.1. Factor topográfico

El efecto de la velocidad del viento será incluido en el cálculo de las cargas de diseño por viento utilizando el factor K_{zt} .

$$K_{zt}=(1+K_1*K_2*K_3)^2 \quad (1)$$

Donde:

- K_1 = Factor que considera la forma del accidente topográfico y el máximo efecto de la velocidad establecido en la tabla.
- K_2 = Factor que considera la reducción de la velocidad con la distancia a barlovento o sotavento de la cresta:

$$K_2=1-\frac{X}{\mu*Lh} \quad (2)$$

- K_3 = Factor que considera la reducción de la velocidad con la altura sobre el terreno local.

$$K_3=e^{-Y*Z/Lh} \quad (3)$$

- X = Distancia a barlovento o sotavento de la cresta a la estructura, medida en pies.
- μ = Factor de atenuación horizontal.
- Y = Factor de atenuación de altura.

Tabla V. **Parámetros de velocidad sobre colinas y taludes**

	K1/(H/Lh)				μ	
	Exposición					
Forma de la colina	A	B	C	Y	Barlovento	Sotavento
Cresta en 2 direcciones	1.30	1.45	1.55	3.00	1.50	1.50
Talud en 2 direcciones	0.75	0.85	0.95	2.50	1.50	4.00
Colinas en 3 direcciones	0.95	1.05	1.15	4.00	1.50	1.50

Fuente: ASCE. (2017). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

Si las condiciones del sitio de la estructura no cumplen con todas las condiciones es válido tomar el valor K_{zt} como 1.00 para todas las elevaciones.

2.2.3.5. Presión de velocidad

La presión de velocidad, denominada q_z , se entiende como la presión que ejerce el viento sobre la superficie de la estructura, evaluada a una altura z con respecto al nivel del suelo.

$$q_z = 0.63 * K_z * K_{zt} * K_d * K_e * V^2 \quad (4)$$

Donde:

- K_z/K_h = Coeficiente de exposición de presión de velocidad.

Tabla VI. Coeficientes de exposición de presión (K_h)

Coeficientes de presión de velocidad			
Altura sobre el nivel de suelo (m)	Exposición		
	B	C	D
4.60	0.57	0.85	1.03
6.10	0.62	0.90	1.08
7.60	0.66	0.94	1.12
9.10	0.70	0.98	1.16
12.20	0.76	1.04	1.22
15.20	0.81	1.09	1.27
18.00	0.85	1.13	1.31
21.30	0.89	1.17	1.34
24.40	0.93	1.21	1.38
27.40	0.96	1.24	1.40
30.50	0.99	1.26	1.43
36.60	1.04	1.31	1.48
42.70	1.09	1.36	1.52
48.80	1.13	1.39	1.55
54.90	1.17	1.43	1.58
61.00	1.20	1.46	1.61
76.20	1.28	1.53	1.68
91.40	1.35	1.59	1.73
106.70	1.41	1.64	1.78
121.90	1.47	1.69	1.82
137.20	1.52	1.73	1.86
152.40	1.56	1.77	1.89

Fuente: ASCE. (2017). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

Donde:

$$K_z = 2.01 * \left(\frac{15}{Z_g} \right)^{\frac{2}{a}} \quad (5)$$

- K_{zt} = Factor topográfico.
- K_d = Factor de direccionalidad del viento.
- K_e = Factor de elevación del terreno.
- V = Velocidad básica del viento.
- q_z = Presión de velocidad a una altura z .

2.2.3.6. Factor de ráfaga

Según el ASCE (2017), para el factor de efecto de ráfaga para una estructura rígida u otro tipo de estructuras, es permitido tomar el valor de 0.85 para el factor G .

2.2.3.7. Coeficiente de presión interna

Para el diseño del sistema principal resistente al viento, es necesario clasificar el tipo de cerramiento que se tiene contemplado en la edificación, para el caso del edificio analizado se contempla un cerramiento cerrado, el cual posee una presión interna moderada utilizando para su análisis un factor GC_{pi} para barlovento y sotavento de +0.18 y -0.18, respectivamente.

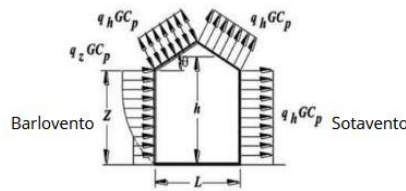
2.2.3.8. Coeficiente de presión externa

El coeficiente de presión externa se puede determinar según el capítulo 27 del ASCE 7-16, esto en función de la cara de exposición del viento, para barlovento se considera 0.80 y para la cara a sotavento -0.30, este valor de C_p se debe de aplicar para el análisis de cada cara de la estructura.

2.2.3.9. Presión de diseño de viento

La presión de diseño de viento en los muros de la estructura se debe de analizar la cara a barlovento y a sotavento como se muestra en la figura 13.

Figura 13. Factores por exposición de presión en muros



Fuente: ASCE. (2017). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

Tras haber determinado cada uno de los coeficientes de la presión del viento que se estará aplicando sobre la estructura, será necesario la integración de la presión de diseño para la carga de viento, quedando de la siguiente manera:

$$p = q * G * C_p - q_i * (GC_{pi}) \quad (6)$$

Donde:

- $q = q_z$ para muros a barlovento a una altura z sobre el nivel del suelo.
- $q = q_h$ para muros a sotavento y techos evaluados a una altura h .
- $q_i = q_h$ para muros a barlovento, muros a sotaventos cerrados.
- G = Factor de efecto de ráfaga.
- C_p = Coeficiente de presión externa.
- GC_{pi} = Factor de presión interna.

El desarrollo completo de la integración de la carga de viento aplicada en la estructura, se complementa con la memoria de cálculo establecida en el apéndice.

2.2.4. Carga de sismo

Para la integración de la carga sísmica que se deberá de aplicar al análisis de la estructura se tomaron en consideración las condiciones sísmicas según la localidad y clasificación de la obra, esto con base en el capítulo 4 de la NSE 2-2018.

De igual manera, para la edificación se contempla un factor de carga de ocupación de 21.00 m² al ser de uso habitacional, lo cual al considerar los 6 niveles de la edificación nos da una carga de 85 personas en total, determinando así que se encuentra dentro de la categoría ordinaria según la NSE 1-2018. La edificación se encuentra en la ciudad de Guatemala, con lo cual se determinan los parámetros sísmicos correspondientes según su ubicación según el Capítulo 4 de la NSE 2-2018, resumiéndose en la tabla VII.

Tabla VII. Parámetros sísmicos

Parámetro	Valor
Índice de sismicidad (I _o)	4.10
Ordenada espectral de períodos cortos (S _{cr})	1.53
Ordenada espectral con período de un segundo (S _{1r})	0.68
Período largo (T _L)	2.69
Nivel de protección sísmica (NPS)	D
Clasificación de sitio	C
Probabilidad nominal de ocurrencia de sismo (K _d)	0.66

Fuente: elaboración propia.

Se tiene un suelo tipo C, considerándolo como un suelo firme en la zona donde se contempla la edificación. A partir de la modificación de la NSE 2 en el año 2018, se discretizaron los valores de sismicidad para cada municipio en Guatemala, quedando los factores con valor 1 para ajustes por clase de sitio.

Teniendo definidos los parámetros sísmicos correspondientes a la estructura, considerando un sismo ordinario (k_d equivale a 0.66), se determinan los períodos de vibración de transición, obteniendo el período que separa los periodos cortos de los largos:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} \quad (7)$$

De igual manera, se determina el período que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro:

$$T_0 = 0.20 * T_s \quad (8)$$

Los parámetros del espectro de respuesta se calibrarán de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$S_{cd} = k_d * S_{cs} \quad (9)$$

$$S_{1d} = k_d * S_{1s} \quad (10)$$

Al establecer los parámetros sísmicos y ya calibrados (tabla VIII), se procede a generar el espectro genérico probable, el cual según el capítulo 4 de la NSE 2-2018.

Tabla VIII. Factores para espectro genérico probable

Parámetro	Valor
Ordenada espectral para períodos cortos (Scd)	1.01
Ordenada espectral con período de un segundo (S1d)	0.45
Período de transición (Ts)	0.44
Período que define la meseta de períodos cortos (To)	0.09
Aceleración máxima del suelo (AMS)	0.40
Factor de modificación de respuesta sísmica (R)	3.50

Fuente: elaboración propia.

Los parámetros y límites que la normativa de AGIES establece para la construcción del espectro se definen de la siguiente manera:

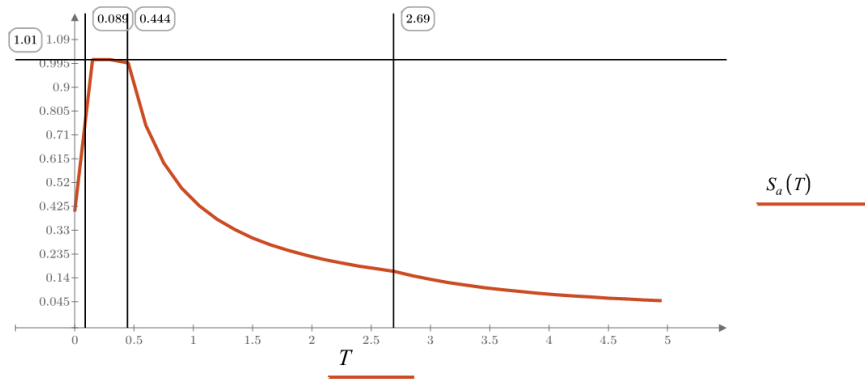
$$S_a(T) = S_{cs} * (0.40 + 0.60 * \frac{T}{T_0}) \quad \text{Cuando } T < T_0 \quad (11)$$

$$S_a(T) = S_{cs} \quad \text{Cuando } T_0 \leq T \leq T_s \quad (12)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cs} \quad \text{Cuando } T_s < T < T_L \quad (13)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_L \quad \text{Cuando } T \geq T_L \quad (14)$$

Figura 14. Espectro genérico probable



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Mathcad.

3. ANÁLISIS ELÁSTICO EDIFICIO BASE FIJA

3.1. Método de la carga sísmica equivalente

El método de la carga sísmica equivalente proporciona las demandas sísmicas a las cuales está sometida la estructura por medio de fuerzas estáticas horizontales, aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación.

Este método se basa en un espectro de diseño sísmico definido en la norma NSE 2, de igual manera se basa en la masa efectiva, en las propiedades elásticas de la estructura según el sistema estructural aplicado y en la determinación de manera empírica del período de vibración de la edificación.

Para poder desarrollar dicho método es necesario determina el coeficiente sísmico (C_s) en cada dirección de análisis, el cual se define como:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R \cdot \beta_d} \quad (15)$$

Donde:

- $S_a(T)$ = Demanda de diseño para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico.
- R = Factor de reducción.
- T = Período fundamental de vibración de la estructura.

- β_d = Se obtiene por medio de:

$$\beta_d = \frac{4}{1 - \ln(\varepsilon)} \quad (16)$$

Considerando que ε es el amortiguamiento efectivo de la estructura, el cual debe de ser tomado como 0.05 y en el caso que sea una estructura con aislamiento en la base, el amortiguamiento efectivo se designará según especificaciones del fabricante.

En el capítulo 2.1.4 de la NSE 3-2018, se establecen valores mínimos de C_s que se deben de considerar al momento de la integración del método, lo cual indica que se deben de verificar que el C_s cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq \frac{0.044 * S_{cd} * F_d}{\beta_d} \geq 0.01 \quad (17)$$

$$C_s \geq \frac{0.45 * K_d * F_d}{R * \beta_d} \quad (18)$$

$$F_d = \left(0.59 + \frac{4.77 * S_{1d}}{S_{cd} * T_F * R} \right) * \frac{1}{K_d} \quad (19)$$

El período T a utilizar dentro del método estático equivalente se establece en el capítulo 2.1.9 de la NSE 3-2018, la cual indica que se emplearán directamente los períodos empíricos calculados de la siguiente manera:

$$T_a = K_T (h_n)^x \quad (20)$$

Donde:

- h_n = Altura total del edificio, en metros.
- K_T = Coeficiente según sistema estructural utilizando 0.072 para sistema E3 o E4 de acero rigidizados.
- x = Coeficiente bajo las mismas condiciones mencionadas utilizando un valor de 0.75 según sistema estructural.

Para la distribución vertical de las fuerzas sísmicas es necesario considerar el factor de altura dado por los siguientes parámetros:

- $k = 1$ para $T \leq 0.50$ segundos.
- $k = 0.75 + 0.50 \cdot T_s$ para $0.50 \leq T \leq 2.50$ segundos.
- $k = 2$ para $T > 2.50$ segundos.

Para poder emplear de manera correcta este tipo de análisis estático dentro del *Software* ETABS, se ingresan los siguientes valores:

Figura 15. **Carga sísmica estática equivalente en eje X**

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☒ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☒ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.077

Building Height Exp., K 1.114

Story Range

Top Story NIVEL 6

Bottom Story BASE

OK Cancel

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

Figura 16. **Carga sísmica estática equivalente en eje Y**

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☒ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☒ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☒ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

3.2. Método de análisis modal espectral

Este método de análisis se conoce también como el método de superposición de modos, debido a que las ecuaciones modales individuales se resuelven a fin de determinar las coordenadas y las respuestas modales para después combinarlas y obtener una respuesta total. Se considera un análisis dinámico lineal, por lo que el amortiguamiento en este sistema debe de tener la forma clásica para obtener ecuaciones modales que se desacoplen.

El objetivo de este método de análisis según el capítulo 3 de la NSE 3-2018, es determinar los modos naturales de vibración de la estructura y sus respectivos períodos de vibración. Así mismo, se requiere de una calibración del análisis modal, para lo cual los referentes de calibración serán los cortantes estáticos.

Según el capítulo 3.3.7 de la NSE 3-2018 se establece que cuando la estructura no tenga irregularidades en plana ni irregularidades en elevación se podrá calibrar a un 85 % del cortante estático.

De igual manera, un requerimiento indispensable en este método de análisis es incluir un número suficiente de modos de vibración que asegure el 90 % de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis.

Tabla IX. **Porcentaje de participación de masa modal**

Modo	Período	Ux	Uy	Uz	Sumux	Sumuy	Sumuz
1	1.65	0.8705	-	-	0.8705	-	-
2	0.92	-	0.7517	-	0.8705	0.7517	-
3	0.62	0.0000	-	-	0.8705	0.7517	-
4	0.53	0.0895	-	-	0.9599	0.7517	-
5	0.29	-	0.1847	-	0.9599	0.9365	-
6	0.27	0.0202	-	-	0.9801	0.9365	-
7	0.24	-	-	-	0.9801	0.9365	-
8	0.24	-	0.0009	-	0.9801	0.9374	-
9	0.24	-	-	-	0.9801	0.9374	-
10	0.23	-	-	-	0.9801	0.9374	-
11	0.23	0.0013	-	-	0.9814	0.9374	-
12	0.23	-	0.0010	-	0.9814	0.9384	-

Fuente: elaboración propia.

3.3. Combinaciones de carga

Para la correcta integración de las cargas que se utilizan en el análisis estructural de la edificación, se tomaron en consideración las combinaciones de carga básicas y las combinaciones con efectos de carga sísmica establecidas en el capítulo 4.4 de la NSE 7.5 para el diseño de edificaciones de acero.

Quedando las combinaciones por el método diseño por resistencia según la siguiente tabla:

Tabla X. **Combinaciones de carga**

Tipo	Nombre	Combinación	Referencia
Combinaciones básicas	CRA-1	1.4M	NSE 7.5 Cap. 4.4
	CRA-2	1.2M + 1.6V + 0.5Vt	NSE 7.5 Cap. 4.4
	CRA-3	1.2M + 1.6Vt + V	NSE 7.5 Cap. 4.4
	CRA-4	1.2M + 1W + L + 0.5Vt	NSE 7.5 Cap. 4.4
	CRA-5	0.9M + 1W	NSE 7.5 Cap. 4.4
Combinaciones con efectos de carga sísmica	CRA-6	1.2M + V + Svd + Shd	NSE 7.5 Cap. 4.4
	CRA-7	0.9M - Svd + Shd	NSE 7.5 Cap. 4.4

Fuente: elaboración propia.

3.4. Resultados del análisis estático

Tras realizar el análisis elástico de la estructura se lograron obtener resultados los cuales se muestran a continuación.

3.4.1. Períodos principales

Como resultado del análisis modal espectral, fue posible determinar los períodos principales para la estructura analizada, se muestran en la tabla XII. Teniendo como período X y Y los modos 1 y 2 respectivamente.

Tabla XI. **Períodos principales-Edificio base fija**

Modo	Período (s)
1	1.65
2	0.92
3	0.62
4	0.53
5	0.29
6	0.27

Fuente: elaboración propia.

3.4.2. Derivas, deformaciones y cortante basal

Para determinar las derivas últimas máximas tolerables se utilizaron los parámetros establecidos en el capítulo 6.2 de la NSE 7.5 para estructuras de acero, lo cual establece que para edificaciones categoría II se tiene un valor de $0.020h_p$, donde h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.

$$\Delta \leq 0.020 \cdot h_p \quad (21)$$

De igual manera, se establece que el valor de deriva de piso causada por sismo debe de ser menor a la deriva última entre el factor de amplificación de deformación lateral (C_d) según el sistema sismorresistente utilizado.

$$\Delta_{cP} \leq \frac{\Delta_U}{C_d} \quad (22)$$

Considerando un valor de C_d igual a 5.50 para el sentido X y un valor de 5.00 para el sentido Y para una altura de piso de 3.00 m, se obtiene un valor de

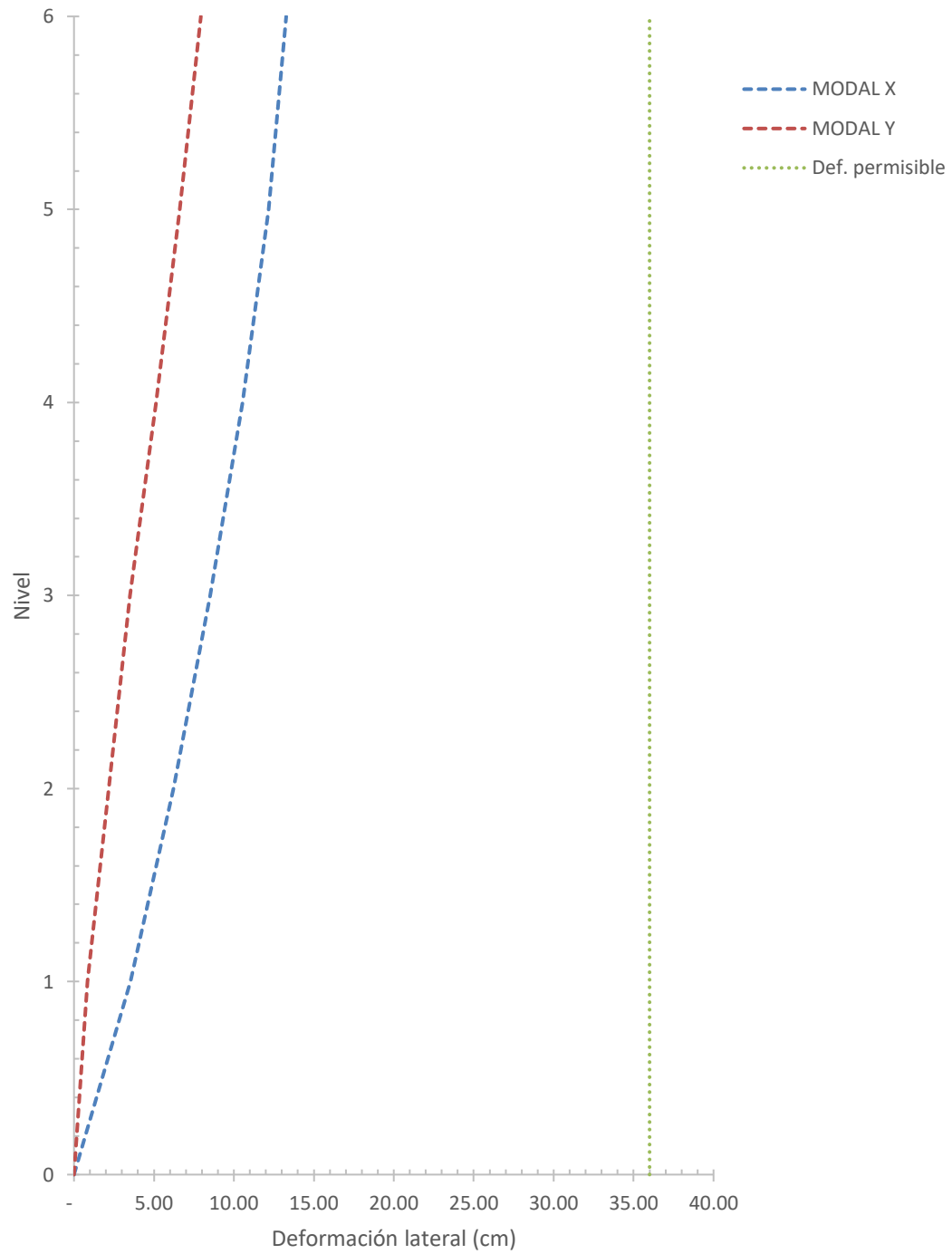
Δ_U igual a 6 cm (deriva post-elástica) y un valor para Δ_{CP} de 1.09 cm para el sentido X y 1.20 cm para el sentido Y (deriva al límite de cedencia).

Tabla XII. **Deformaciones y derivas laterales edificio base fija**

Nivel	Def. Laterales (cm)		Derivas de piso	
	Modal X	Modal Y	Modal X	Modal Y
BASE	-	-	-	-
1	3.5253	0.8538	0.0118	0.0028
2	6.2209	2.1743	0.0090	0.0044
3	8.5108	3.5098	0.0079	0.0044
4	10.5396	5.1217	0.0074	0.0054
5	12.1670	6.6103	0.0063	0.0051
6	13.2736	7.9356	0.0044	0.0045
Cortante basal (kN)	1,687.80	2,600.31		
Ws (kN)	24,154.06	24,154.06		
% Peso sísmico	6.99 %	10.77 %		

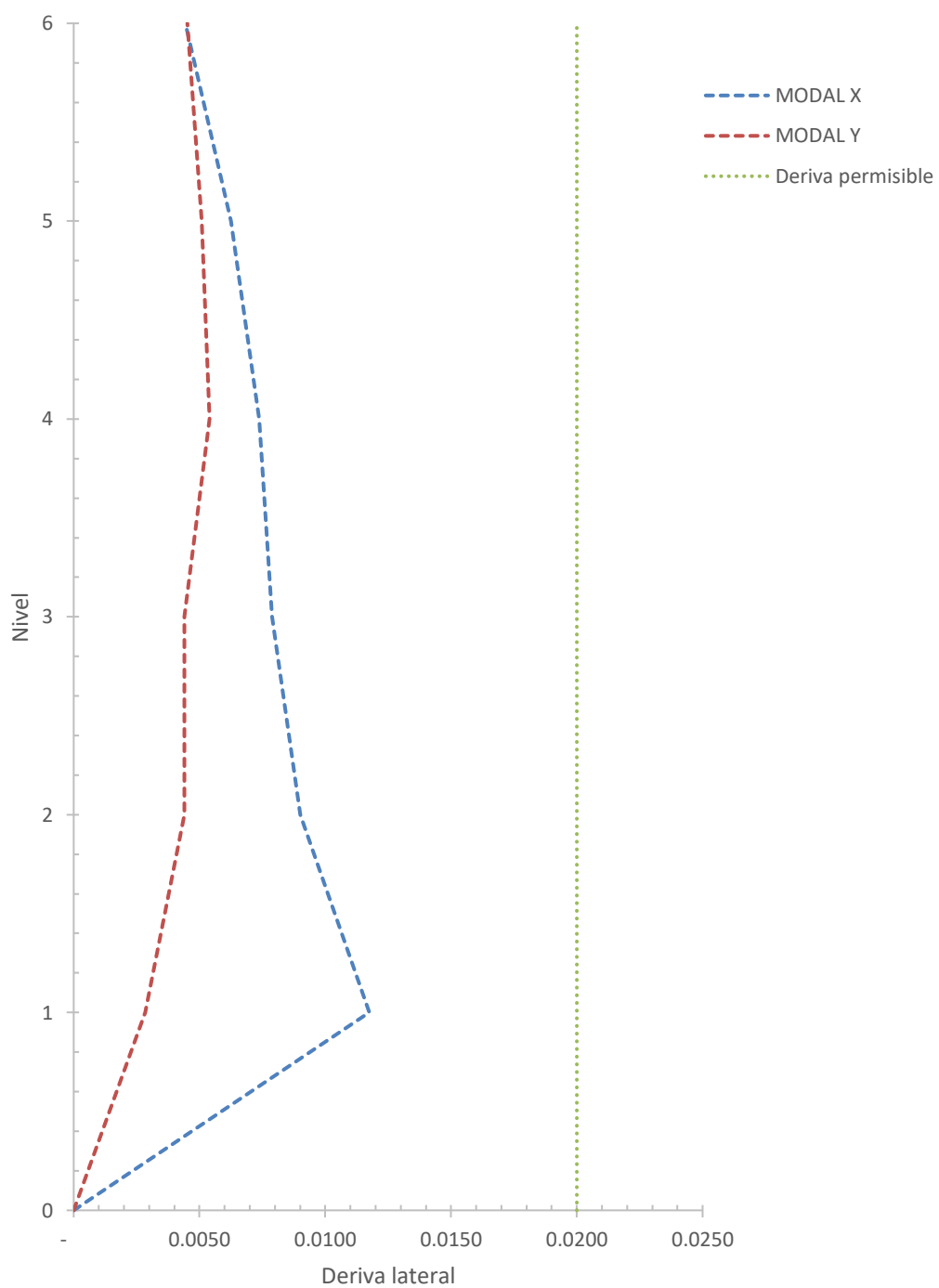
Fuente: elaboración propia.

Figura 17. **Deformación lateral edificio base fija**



Fuente: elaboración propia.

Figura 18. Derivas de piso edificio base fija



Fuente: elaboración propia.

3.4.3. Deflexiones verticales

De igual manera, debido a la carga viva y carga muerta aplicada a los elementos de nuestra estructura, se producen deflexiones verticales, las cuales los valores límites se establecen en el capítulo 4.4 de la NSE 3, para techos o pisos que soportan cielos con repello que pueden agrietarse, quedando de la siguiente manera:

Tabla XIII. Deflexiones verticales

	V (m)	V+K*M (m)
NSE 3	0.0222	0.0333
ETABS	0.0017	0.0017

Fuente: elaboración propia.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO CON BASE FIJA

4.1. Marcos con riostras concéntricas especiales

Los elementos que integran los marcos con riostras concéntricas especiales se conectan en el centroide de sus elementos sin ninguna excentricidad dentro de esta unión.

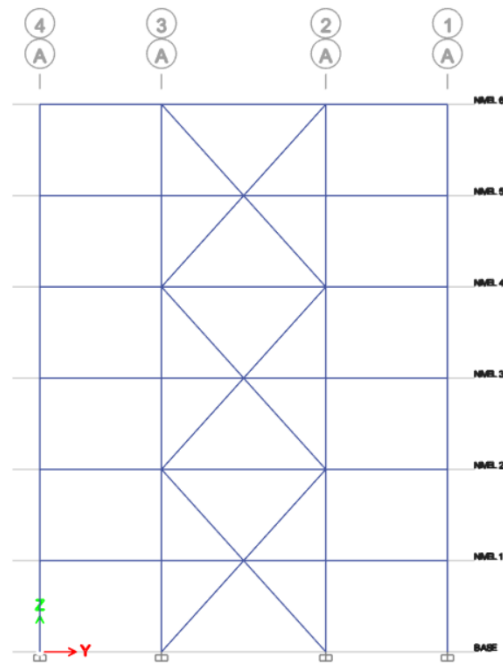
El sistema estructural por medio de marcos con riostras diagonales que generan configuraciones trianguladas; la resistencia lateral proviene de las riostras diagonales funcionando en compresión y tensión.

Dicho sistema estructural, acorde a la normativa AISC 341, se espera que provea una significativa capacidad de deformación inelástica a través del pandeo y esfuerzos a tensión en las riostras del sistema.

4.1.1. Configuración de las riostras

La configuración que se empleó para el análisis y diseño de la estructura son los marcos con riostras en V y marcos con riostras V invertidas, las cuales al modular forman marcos con riostras concéntricas en X cada dos niveles, tal y como se muestra en la figura 19.

Figura 19. Configuración de las riostras



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

4.1.2. Diseño de las riostras

Dentro del análisis y diseño de los perfiles empleados para las riostras de la estructura, se consideraron perfiles tipo Pipe de 6" con las siguientes propiedades del material:

- $F_y = 35 \text{ ksi}$
- $F_u = 60 \text{ ksi}$

El diseño se basa en el Manual de Diseño Sísmico del AISC, indicando como primer paso la determinación de la resistencia requerida de la riostra, la cual indica que para la combinación de cargas más crítica que incluya los efectos

del sismo. Por lo que tras el análisis estructural se obtuvo la combinación crítica, esto empleando la combinación CRA-6 en el capítulo 4.4.1 de la NSE 7.5 de AGIES, obteniendo la carga máxima a tensión y compresión de la riostra.

$$1.2M+V+S_{vd}+S_{hd} \quad (23)$$

La longitud de la riostra desde el punto de trabajo hasta el otro punto de trabajo está dada por la siguiente ecuación:

$$L=\sqrt{h^2+L_{viga}^2} \quad (24)$$

Donde:

- L= Longitud no arriostrada.
- h= Altura de piso.
- L_{viga} = Media longitud del claro del marco donde se encuentra la riostra.

Las provisiones sísmicas del AISC requieren que entre el 30 % y 70 % del total de la fuerza horizontal sea resistida por la riostra en tensión.

Acorde a las provisiones sísmicas, las riostras deben de satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad alta. Por lo que los perfiles a utilizar en las riostras no deben de exceder λ_{hd} en la relación de diámetro y espesor.

$$\lambda_{hd}=0.038\left(\frac{E}{F_y}\right) \quad (25)$$

Donde:

- λ_{hd} = Límite de relación diámetro y espesor.
- E = Módulo de elasticidad del acero.
- F_y = Tensión mínima de fluencia para el acero.

$$\frac{KL}{r} < 200n \quad (26)$$

Tras haber verificado que el perfil a utilizar como riostra cumpla con los requerimientos establecidos es necesario comprobar que la resistencia a tensión y compresión propia del elemento sugerido sea capaz de resistir las fuerzas solicitadas, por lo que en las tablas 4-5 y tablas 5-6 en el Manual del AISC se debe comprobar estas solicitaciones.

4.1.3. Diseño de columnas en SCBF

Para iniciar con el diseño estructural de las columnas en este tipo de sistema, es necesario seguir los requerimientos descritos en las provisiones sísmicas del AISC, lo cual nos garantiza el correcto desempeño de la estructura ante el efecto de las fuerzas sísmicas.

Se seleccionó un perfil W 14X74 con las siguientes propiedades del material:

- F_y = 65 ksi.
- F_u = 80 ksi.

Es necesario determinar la resistencia requerida, de acuerdo con las provisiones sísmicas del AISC, la resistencia requerida de las columnas está

basada en las combinaciones de cargas aplicadas en el código utilizado considerando el factor de sobre resistencia, de igual manera se considera las fuerzas esperadas en las riostras, las cuales actúan en las columnas y como cargas en la viga. Debido a que las fuerzas sísmicas deben de considerarse en ambas direcciones, ambas columnas en el marco deberán de ser diseñadas para la máxima tensión y compresión.

Debido a que la resistencia requerida de la columna está basada en la resistencia esperada en la riostra, los efectos de segundo orden no necesitan ser considerados dentro del análisis.

En la tabla 4-1 del Manual de Construcción del AISC se puede determinar la resistencia disponible en compresión axial de la columna a evaluar, pudiendo comparar este valor con la resistencia obtenida dentro del análisis estructural.

De igual manera, es necesario verificar la resistencia a tensión disponible, esto por medio de la siguiente ecuación:

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (27)$$

Donde:

- P_n = Es la resistencia a tensión.
- F_y = Tensión mínima de fluencia para el acero.
- A_g = Área gruesa de la sección de la columna.

De acuerdo con las provisiones sísmicas del AISC, los elementos rigidizados y no rigidizados de las columnas de los SCBF deben de satisfacer los requerimientos para miembros de alta ductilidad.

4.1.4. Diseño de vigas en SCBF

Como lo requieren las provisiones sísmicas del AISC, la resistencia requerida de la viga está basada en las combinaciones de carga aplicable para el código utilizado, incluyendo el efecto de sobre resistencia de la carga de sismo.

De igual manera, la resistencia requerida a la carga axial en la viga, está basada en la resistencia esperada en la riostra a tensión y compresión. Para determinar la fuerza axial en la viga, la componente horizontal de la diferencia entre la suma de las resistencias esperadas en la riostra debajo de la viga y la suma de las resistencias esperadas de la riostra sobre la viga puede tomarse en como la fuerza del nivel.

$$P_x = (\Sigma(\text{Fuerzas debajo de viga}) - \Sigma(\text{Fuerzas sobre viga})) \quad (28)$$

Usando las combinaciones de carga consideradas según la norma empleada, se logra determinar la resistencia a corte requerida, al igual que la resistencia a flexión requerida según los requerimientos de análisis en las provisiones sísmicas del AISC.

En el caso de las vigas intermedias, en donde no se encuentran conexiones de riostra al centro de la viga, no es necesario considerar un arriostramiento lateral.

4.2. Marcos especiales resistentes a momento

Los marcos especiales resistentes a momento están diseñados a manera de proveer una significativa capacidad de deformación. Dicho sistema resiste la

fuerza lateral y desplazamientos principalmente a través de la flexión y corte en las vigas y columnas.

Uno de los requisitos principales de este sistema es el uso de conexiones precalificadas, diseñadas y detalladas de acuerdo con el AISC 358.

4.2.1. Diseño de columnas SMF

En el diseño de las columnas que forman parte de los marcos especiales a momento es necesario considerar que las cargas de diseño serán las combinaciones gobernantes de corte y de carga axial, según las combinaciones de carga requeridas por la normativa, así como los momentos generados en los extremos de la columna.

Es necesario que los elementos a utilizar como columnas en este sistema satisfagan los requerimientos de ductilidad, puesto que en las provisiones sísmicas del AISC se solicitan que sean miembros de alta ductilidad.

$$\lambda_{hd}=0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (29)$$

Posteriormente, se determina el radio de esbeltez del sentido predominante de la columna, por medio de:

$$\frac{KL}{r} \quad (30)$$

Donde:

- K= Factor de longitud efectiva, en este caso se emplea un valor de 1.00.
- L= Longitud del elemento.
- r= Radio del elemento en el sentido evaluado (X o Y).

Obteniendo estos valores, es necesario verificar la tabla 4-1 del Manual del AISC y obtener el valor de resistencia a la compresión permisible, esto para poder evaluar la demanda que tenemos y verificar que el elemento soporte dicha demanda.

Para la verificación de resistencia a la flexión y corte permisible se debe de aplicar la tabla 3-2 del Manual del AISC, esto según el perfil que se emplea en la columna del marco a diseñar.

4.2.2. Diseño de vigas en SMF

De igual manera que el diseño de las columnas del sistema estructural es necesario integrar las solicitaciones de diseño por medio de las combinaciones de cargas establecidas según la normativa empleada.

Unos de los requisitos que se solicita en AISC para este sistema, es el arriostramiento lateral de las vigas, por lo que de la siguiente manera se define el espaciamiento que no debe de exceder dicho arriostramiento lateral.

$$\frac{0.09rE}{R_y F_y} \quad (31)$$

Para verificar la resistencia permisible a la flexión de la viga se deben de obtener los valores de longitud sin arriostrar según la tabla 6-2 del Manual del AISC. Para elementos viga que no contemplan la reducción de su sección en los extremos las Especificaciones del AISC establece que la resistencia límite a la flexión se establece por la cedencia y el pandeo lateral torsional del elemento. Por lo que el momento por pandeo lateral torsional se establece con la siguiente ecuación:

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) \quad (32)$$

Donde:

- M_p = Momento plástico de la sección, $M_p = F_y Z_x$.
- C_b = Coeficiente de momentos en viga, $C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$.
- S_x = Módulo de sección del perfil.

Tras haber determinado el momento nominal de la viga, se verifica que pueda soportar el momento demandado según el análisis estructural.

5. ANÁLISIS INELÁSTICO DEL EDIFICIO DE BASE FIJA

5.1. Análisis tiempo-historia

En la aplicación práctica es necesario determinar las fuerzas totales y desplazamientos en una estructura, incluyendo las existentes antes de la excitación dinámica de la estructura y las que resultan de dicha excitación. Dichas fuerzas totales y desplazamientos pueden determinarse mediante un análisis dinámico de la estructura sometida a una excitación variable en el tiempo, esto para establecer la rigidez inicial de la estructura.

Como requisito para realizar un análisis tiempo-historia dentro de los parámetros de FEMA 356, deberá de realizarse una compatibilidad de sismos con no menos de tres sismos representativos, los cuales serán escalados.

5.1.1. Selección de registros compatibles a la sismicidad de Guatemala

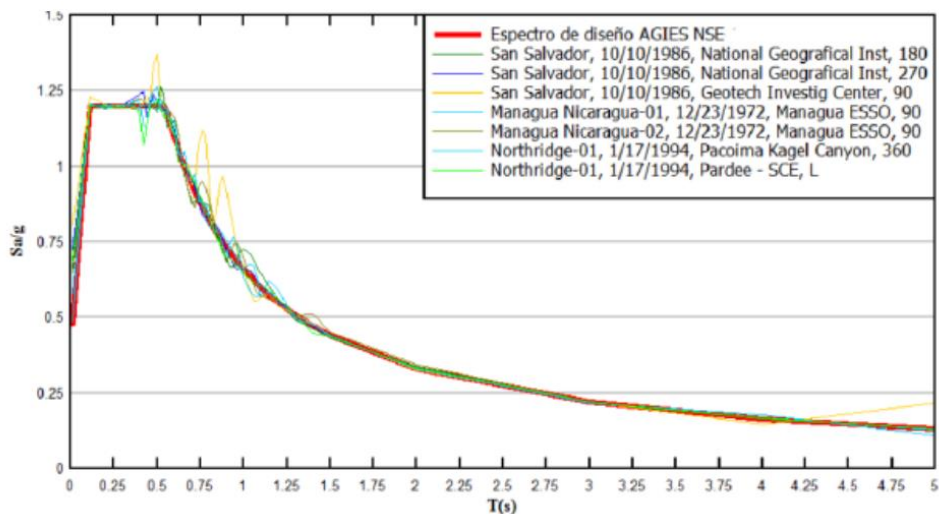
Los registros sísmicos seleccionados para realizar el análisis de historial de respuesta no lineal, deben ser eventos con características tectónicas similares, así como magnitud y distancia a fallas al espectro objetivo.

Debido a que en Guatemala los registros sísmicos que son necesarios para llevar a cabo este tipo de análisis no son de acceso público, los cuales se pueden consultar en la plataforma del Servicio Sismológico de Guatemala y en información sísmica de AGIES. Debido a esto una empresa de investigación guatemalteca facilitó al presenta trabajo de investigación siete registros sintéticos

generados a partir de registros semillas que se asemejan a los esperados para el sitio de estudio, siendo los siguientes registros:

- San Salvador, 10/10/1986, National Geografical Institute, 180 (caso 1).
- San Salvador, 10/10/1986, National Geografical Institute, 270 (caso 2).
- San Salvador, 10/10/1986, National Geografical Institute, 90 (caso 3).
- Managua Nicaragua-01, 12/23/1972, Managua ESSO, 90 (caso 4).
- Managua Nicaragua-02, 12/23/1972, Managua ESSO, 90 (caso 5).
- Northridge-01, 1/17/1994, Pacoima Jagel Canyon, 360 (caso 6).
- Northridge-01, 1/17/1994, Pardee-SCE, L (caso 7).

Figura 20. **Espectros de registros sintéticos escalados**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Matlab.

5.2. Rótulas plásticas

Una rótula plástica es un mecanismo ubicado en una región específica de los elementos que conforman la estructura las cuales permiten la disipación de energía, logrando un comportamiento adecuado de la estructura. Las rótulas plásticas se forman en el instante en que el momento al que es sometida la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección.

Debido a que los sistemas estructurales sismorresistentes empleados en el proyecto están conformados por perfiles de acero, las rótulas plásticas serán determinadas según su procedimiento detallado en el AISC 358, la cual están basadas según la conexión que requiera el sistema empleado.

5.2.1. Rótula plástica en SMF

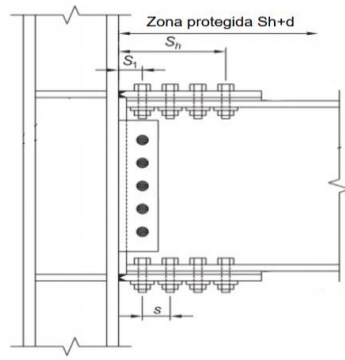
El tipo de conexiones consideradas para la unión de elementos en los SMF serán BFP *Bolted Flange Plate* por sus siglas en inglés, la cual dentro del procedimiento de diseño establece que la ubicación de la rótula plástica se encuentra dada por la siguiente ecuación:

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad (33)$$

Donde:

- S_1 = Distancia desde la cara de la columna a la fila de pernos cercana.
- n = Cantidad de pernos.
- s = Espaciamiento entre pernos.

Figura 21. **Ubicación de rótula plástica en SMF**

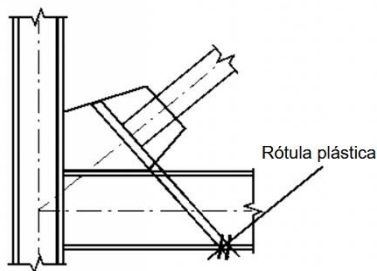


Fuente: American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 358-16 Prequalified Connections*.

5.2.2. **Rótula plástica en SCBF**

En el caso de las rótulas plásticas para el sistema SCBF se desarrollan en los extremos de las riostras a compresión del sistema y al centro de la luz efectiva de las mismas.

Figura 22. **Rótula plástica en SCBF**



Fuente: American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 360-16 Especificaciones para construcciones en acero*.

Varias investigaciones han determinado que para proveer la capacidad de rotación en la conexión es proveer de una rótula plástica en una placa tipo *gusset*.

En este tipo de placa se defina una zona de rótula la cual está orientada perpendicularmente al brazo del eje de la riostra con una pequeña separación de dos veces el espesor de la placa, considerando que ningún rigidizador o alguna otra restricción debe de ser colocada en esta zona.

5.3. Curva de histéresis

El comportamiento histerético de los marcos con riostras concéntricas, como sistema, dependen directamente del comportamiento histerético de las riostras. La curva de histéresis de una riostra cargada axialmente sujeta al pandeo es usualmente asimétricas con degradación de la resistencia al pandeo y la disipación de la energía histerética en compresión en cada ciclo.

En estudios previos se ha revelado que una cantidad substancial de energía acumulada puede ser disipada en la riostra en el rango post pandeo cuando esos miembros están sujetos a desplazamientos cíclicos inversos.

5.4. Resultados del análisis inelástico

Tras realizar el análisis dinámico inelástico por medio del análisis Tiempo Historia, se determinaron las deformaciones causadas por los registros sísmicos aplicados a la estructura, al igual que información sobre los objetivos de desempeño logrados.

5.4.1. Deformaciones laterales

En seguida se presenta los resultados de los registros sísmicos en el sentido X y Y, para las deformaciones laterales obtenidas.

Tabla XIV. Deformaciones laterales sentido X

Deformación lateral sentido X (cm)								
Nivel	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Promedio
Base	-	-	-	-	-	-	-	-
1	9.83	8.43	8.22	6.12	7.48	0.74	8.88	7.10
2	17.17	15.06	13.92	10.79	13.46	1.18	15.89	12.50
3	22.76	21.08	18.93	14.86	19.37	1.65	22.10	17.25
4	26.51	26.59	23.02	19.14	25.72	2.20	27.74	21.56
5	28.27	30.91	25.91	23.48	31.37	2.68	32.22	24.98
6	28.95	34.10	27.72	26.79	35.33	3.01	35.16	27.29

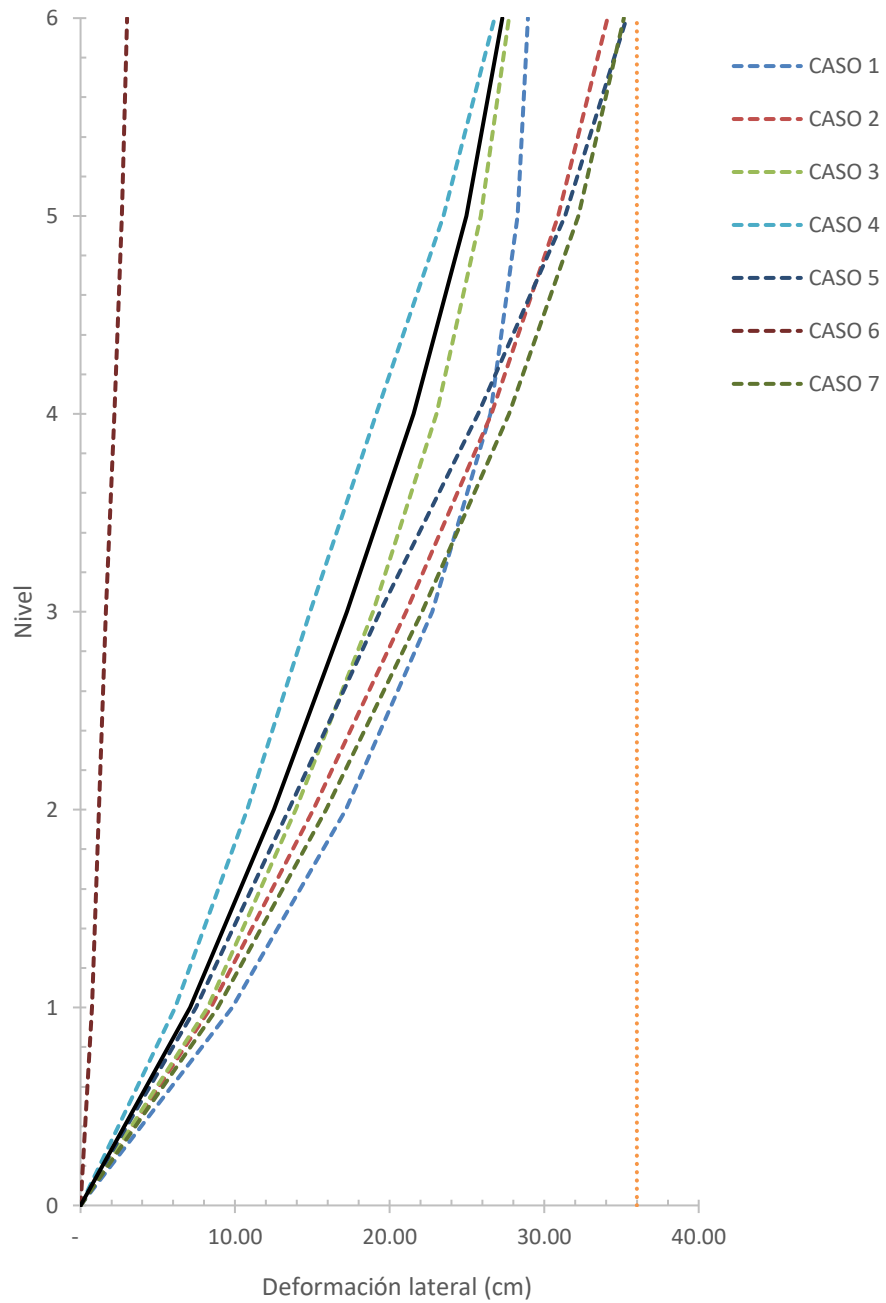
Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. Deformaciones laterales sentido Y

Deformación lateral sentido Y (cm)								
Nivel	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Promedio
Base	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2.00	2.19	2.90	2.42	2.41	0.79	1.91	2.09
2	4.89	5.71	7.49	6.19	5.92	1.76	5.02	5.28
3	7.74	9.28	12.15	10.15	9.30	2.58	8.20	8.49
4	11.28	13.63	17.71	15.23	13.12	3.36	12.10	12.35
5	14.94	17.65	22.76	20.15	16.58	4.23	15.68	16.00
6	18.37	21.22	27.22	24.64	19.70	5.32	18.87	19.33

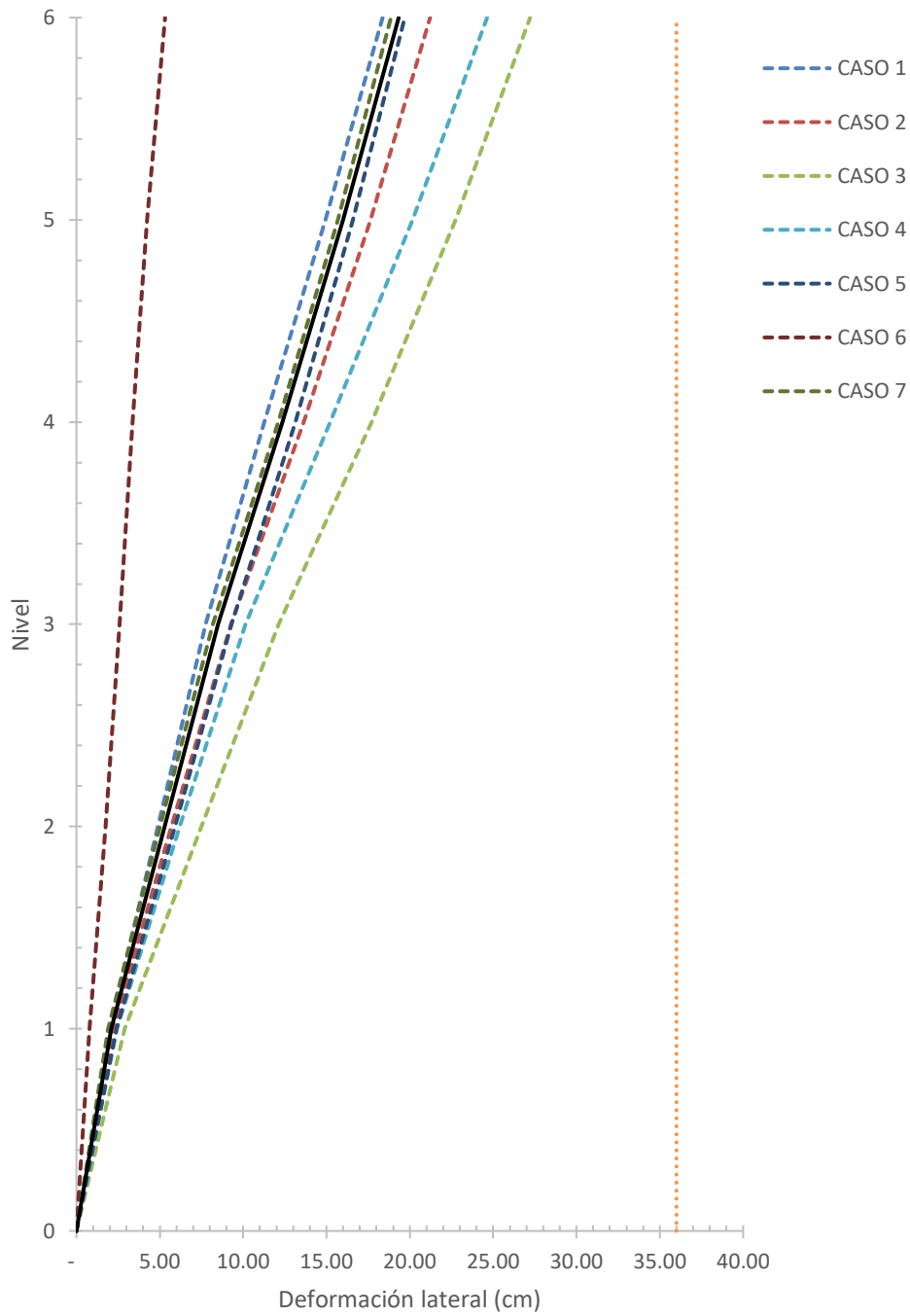
Fuente: elaboración propia.

Figura 23. **Deformaciones laterales sentido X**



Fuente: elaboración propia.

Figura 24. **Deformaciones laterales sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

5.4.2. Derivas de piso

Se muestran las derivas resultantes de los siete registros sísmicos y su respectiva gráfica.

Tabla XVI. Derivas de piso sentido X

Derivas de piso sentido X								
Nivel	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Promedio
Base	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.0188	0.0198	0.0199	0.0198	0.0196	0.0024	0.0191	0.0171
2	0.0190	0.0191	0.0156	0.0175	0.0200	0.0018	0.0193	0.0160
3	0.0170	0.0192	0.0132	0.0147	0.0198	0.0019	0.0200	0.0151
4	0.0190	0.0187	0.0121	0.0141	0.0200	0.0019	0.0183	0.0149
5	0.0170	0.0147	0.0100	0.0124	0.0173	0.0020	0.0141	0.0125
6	0.0130	0.0103	0.0073	0.0087	0.0137	0.0016	0.0092	0.0091

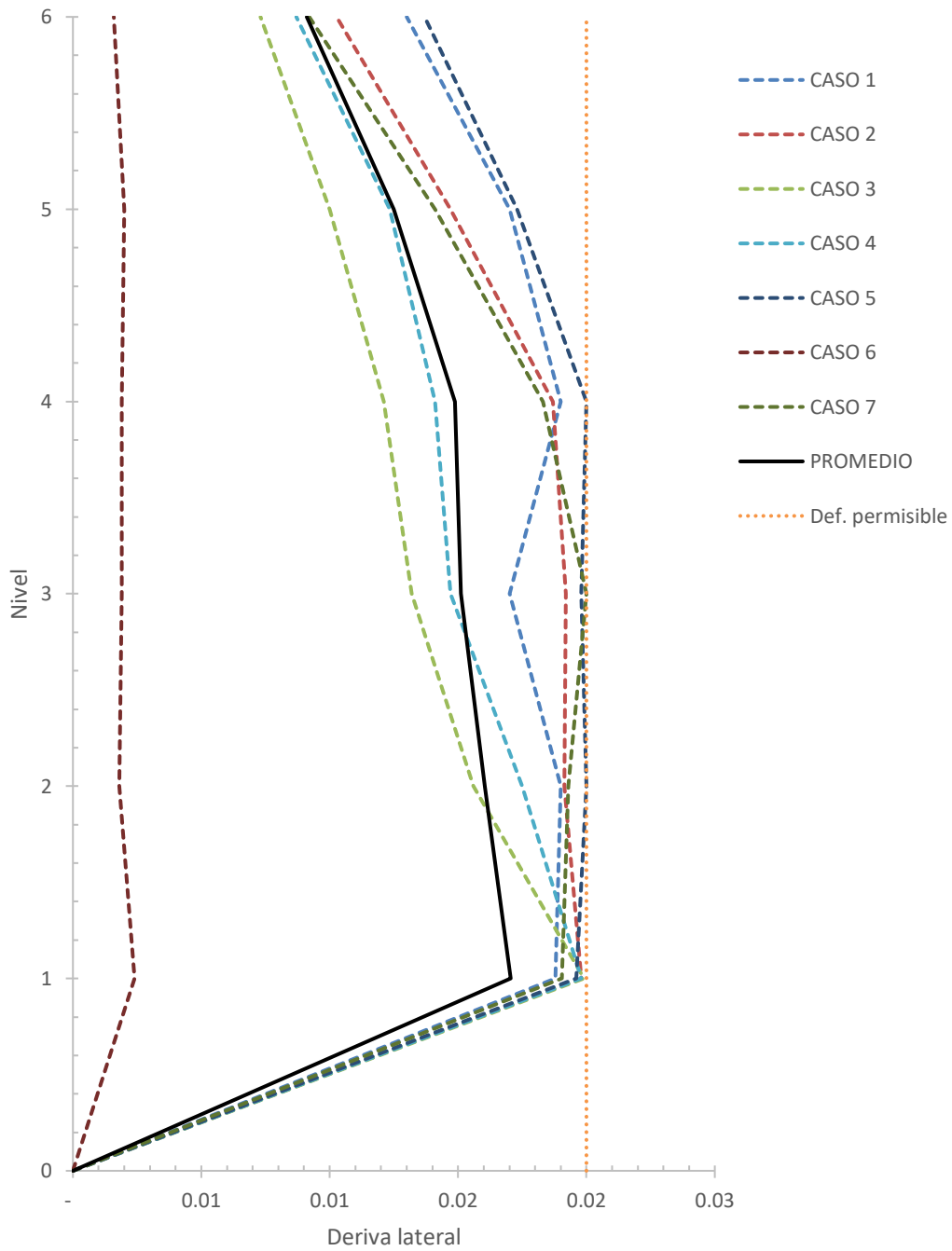
Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. Derivas de piso sentido Y

Derivas de piso sentido Y								
Nivel	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Promedio
Base	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.0078	0.0094	0.0100	0.0066	0.0089	0.0026	0.0088	0.0077
2	0.0113	0.0128	0.0080	0.0094	0.0120	0.0030	0.0121	0.0098
3	0.0110	0.0118	0.0072	0.0088	0.0115	0.0031	0.0115	0.0093
4	0.0146	0.0130	0.0077	0.0098	0.0160	0.0039	0.0150	0.0114
5	0.0145	0.0119	0.0069	0.0093	0.0157	0.0039	0.0147	0.0110
6	0.0133	0.0106	0.0049	0.0083	0.0143	0.0036	0.0133	0.0098

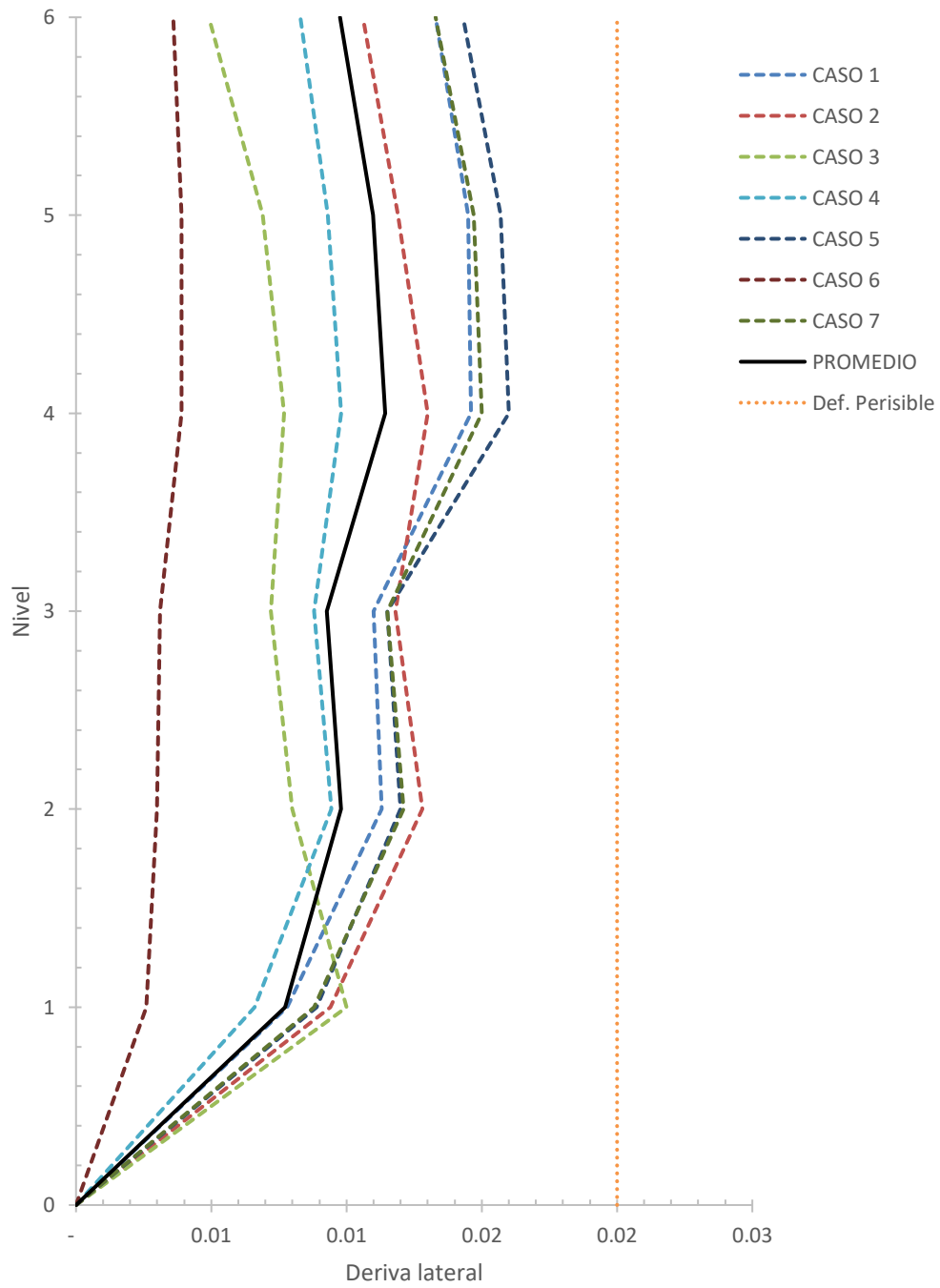
Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Derivas laterales sentido X



Fuente: elaboración propia.

Figura 26. Derivas laterales sentido Y



Fuente: elaboración propia.

5.4.3. Cortante basal

Se muestran los distintos valores resultantes de cortante basal para los siete registros sísmicos y su respectiva gráfica.

Tabla XVIII. Cortante basal sentido X

Caso	Vmin (kN)	Vmax (kN)
Caso 1	- 4,742.57	4,227.45
Caso 2	- 3,989.09	4,674.76
Caso 3	- 4,160.75	3,111.90
Caso 4	- 2,941.48	3,267.71
Caso 5	- 3,613.47	3,930.86
Caso 6	- 387.38	361.00
Caso 7	- 4,161.85	4,297.56
Vpromedio	- 3,428.08	3,410.18
Ws	24,154.03	
% peso sísmico	14.12 %	
Cs	7.70 %	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Cortante basal sentido Y

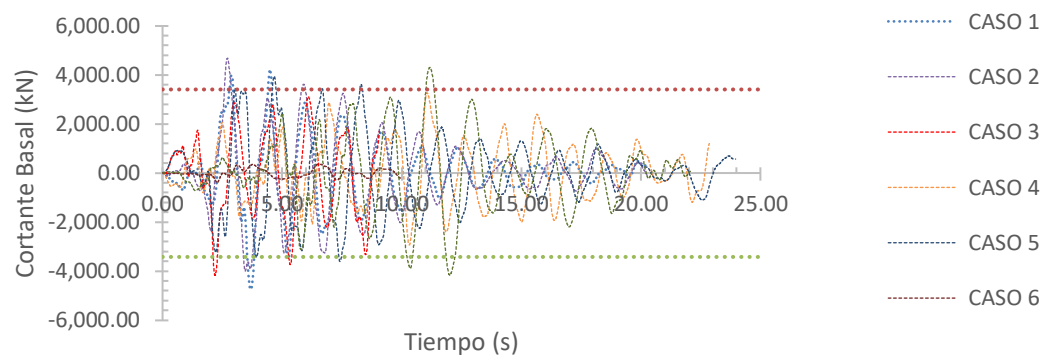
Caso	Vmin (kN)	Vmax (kN)
Caso 1	- 6,156.72	7,178.20
Caso 2	- 6,640.13	8,697.56
Caso 3	- 7,406.94	6,124.99
Caso 4	- 6,601.67	8,098.13
Caso 5	- 7,391.23	8,320.69
Caso 6	- 2,484.52	2,515.62
Caso 7	- 5,763.07	8,182.80
Vpromedio	- 6,063.47	7,016.86
Ws	24,154.03	

Continuación tabla XIX.

% peso sísmico	29.05 %
Cs	11.90 %

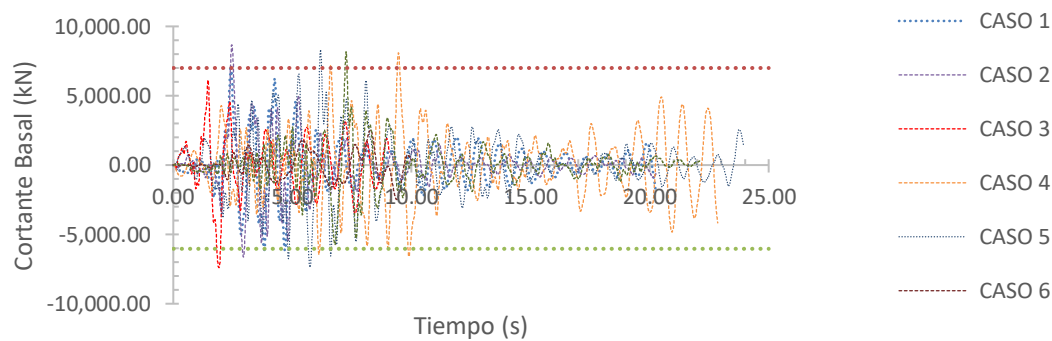
Fuente: elaboración propia.

Figura 27. Cortante basal sentido X en edificio base fija



Fuente: elaboración propia.

Figura 28. Cortante basal sentido Y en edificio base fija



Fuente: elaboración propia.

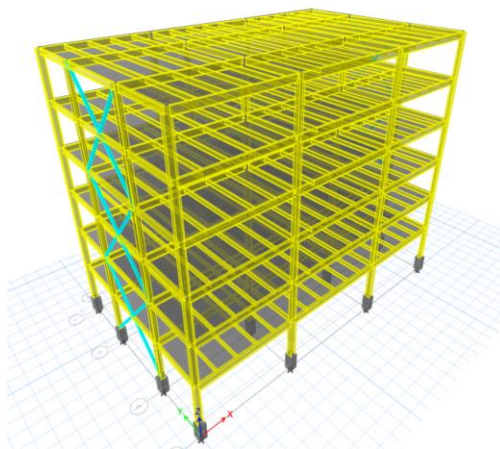
6. ANÁLISIS Y MODELADO DEL EDIFICIO AISLADO

6.1. Modelado

Para poder realizar una correcta comparación entre los desempeños de los edificios, es necesario tener las mismas consideraciones en cuanto al uso de la estructura, siendo un complejo habitacional de 6 niveles. En el caso del edificio con base aislada, se contempla en un sentido un sistema de marcos intermedios resistentes a momento de acero y en el otro sentido se empleará un sistema de marcos con riostras concéntricas ordinarias.

La geometría por utilizar en el modelo aislado será igual a la geometría del modelo de base fija, con la salvedad que para el modelo aislado se colocó un nivel adicional previo al primer nivel, esto para colocar el nivel de aislamiento.

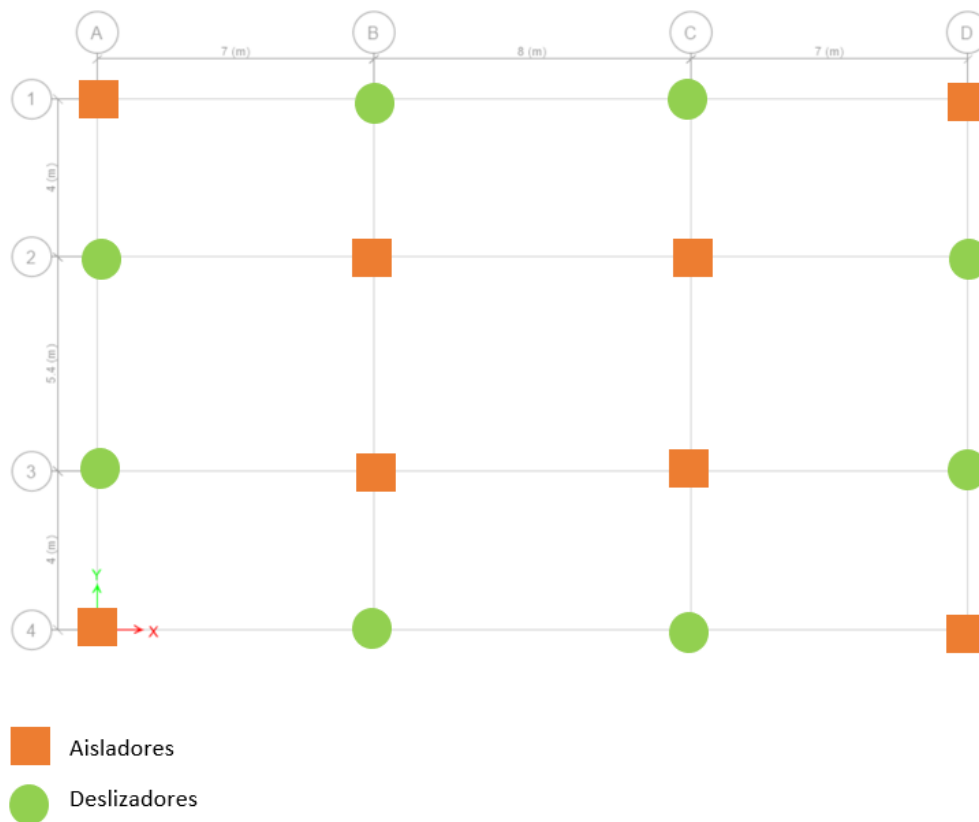
Figura 29. **Modelo edificio aislado**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

La distribución en planta de los aisladores sísmicos se realizó de tal manera que el centro de rigidez y centro de masa de la estructura se encontrarán lo más cerca posible, logrando con esto que los principales modos de vibración de la estructura fueran laterales y evitar torsiones.

Figura 30. **Distribución de aisladores sísmicos**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

En las posiciones en las cuales no se colocaron aisladores se optó por colocar deslizadores, de tal manera que se transmitan las cargas gravitacionales de la superestructura a los cimientos, sin aportar rigidez lateral a la base de aislamiento.

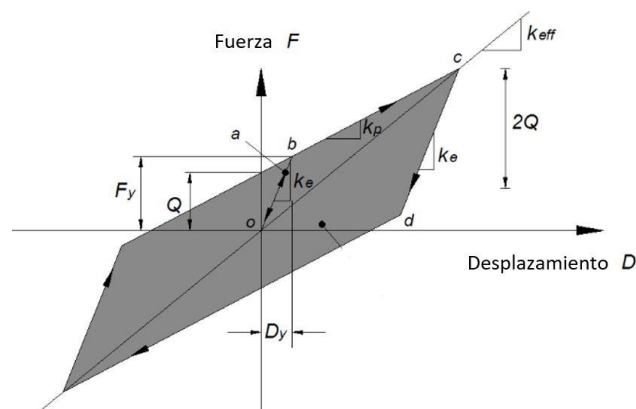
6.1.1. Modelo bilineal

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, son elementos que se modelan por medio de un modelo bilineal, ya que permite representar el comportamiento lineal y no lineal que experimenta el aislador durante un sismo.

Dicho modelo bilineal es representado por un diagrama histérico el cual representa la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral del aislador. La curva de histéresis es equivalente a la superposición de la rigidez lineal, dada por la rigidez del núcleo de plomo y la rigidez del elastómero, y la rigidez inelástica dada por la rigidez del elastómero.

Este modelo se define principalmente por tres parámetros específicos según las propiedades de cada tipo de aislador. Parámetros tales como rigidez elástica k_1 , rigidez post-elástica k_2 y la fuerza característica Q .

Figura 31. Modelo bilineal de un aislador LRB



Fuente: Research Gate (2021). *Concepto del modelo bilineal de aislador LRB*. Consultado el 14 de septiembre del 2021. Recuperado de https://www.researchgate.net/figure/Concept-of-bilinear-model-of-LRB_fig1_342324350.

Interpretando el modelo bilineal del aislador se puede apreciar que, cuando la fuerza cortante empieza a aplicarse sobre el aislador, existe una relación lineal entre la fuerza y el desplazamiento hasta llegar al punto b, si la fuerza disminuye en este punto la descarga será de igual forma lineal.

Cuando la fuerza en el aislador llegue al punto b se entrará al estado de fluencia y desde este punto el aislador experimenta grandes desplazamientos con pequeños incrementos de fuerza, por lo que la rigidez en este rango se define como rigidez posfluencia.

Si la descarga se produce en el punto c, la trayectoria de descarga se conduce por los puntos c y d, con la misma rigidez inicial. Después del punto d, la trayectoria es para ir de nuevo a la línea b y c, considerando la rigidez posfluencia.

6.1.2. Geometría y propiedades mecánicas de los aisladores

Dentro de los requerimientos para continuar con el diseño de la estructura aislada, la normativa ASCE 7-16, en el capítulo 17.5.3 establece el desplazamiento máximo. El sistema de aislamiento deberá ser diseñado y construido para lograr como mínimo el desplazamiento D_M .

$$D_M = \frac{g S_{D1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (34)$$

Donde:

- g = Aceleración causada por la gravedad.
- S_{D1} = Ordenada espectral para período de 1 segundo según espectro de diseño.

- T_M = Período objetivo de la estructura aislada
- B_M = Coeficiente numérico de amortiguamiento en Tabla 17.5-1 de ASCE 7-16

Posteriormente, se calculó la rigidez efectiva del sistema de aislamiento en función del peso sísmico y el período objetivo de la estructura aislada.

$$K_{eff}=W_a\left(\frac{2\pi}{T_M}\right)^2 \quad (35)$$

Donde:

- W_a = Peso sísmico de la estructura aislada

Se hace la aclaración que, dentro del presente trabajo de investigación, no se muestra el proceso desarrollado para el diseño del aislador, en el cual se consideran parámetros como el período objetivo, rigidez efectiva de la estructura aislada, porcentaje de amortiguamiento y demás. Esto con el fin de lograr un diseño que resulte económicamente viable y factible dentro de la construcción de este tipo de estructuras.

Dicho proceso de diseño consiste en verificar los valores obtenidos para que los aisladores cumplan las condiciones solicitadas y realizar las distintas comprobaciones de manera iterativa hasta lograr que se cumplan las condiciones requeridas y de ser necesario realizar un ajuste en las dimensiones del aislador. Se debe de considerar que el cortante basal de la estructura aislada, será el producto de la rigidez efectiva por el desplazamiento de diseño determinado previamente, el cual no deberá de superar al cortante basal del modelo de base fija.

A continuación, se presentan los parámetros de diseño, características geométricas y propiedades mecánicas de los aisladores empleados para la estructura en estudio.

Tabla XX. **Parámetros de diseño para los aisladores**

Parámetro	Valor	Unidad
Período objetivo (T_M)	2.25	s
Porcentaje de amortiguamiento (β_D)	15.00	%
Coeficiente de amortiguamiento (B_D)	1.35	
Peso sísmico de la estructura (W_a)	1,462.17	kN
Desplazamiento de diseño (D_M)	21.17	cm
Desplazamiento máximo	31.76	cm

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. **Características geométricas y mecánicas de los aisladores**

Parámetro	Valor	Unidad
Diámetro externo	60.000	cm
Diámetro interno	7.500	cm
Altura total del aislador	28.200	cm
Altura de goma (H_r)	20.000	cm
Rigidez efectiva (K_{eff})	14.347	kN/cm
Módulo de corte del plomo (G_p)	484.390	kN/cm ²
Rigidez elástica (K_1)	910.150	kN/cm
Fuerza de fluencia (F_y)	43.650	kN
Módulo de corte del elastómero (G_e)	0.079	kN/cm ²
Rigidez post-elástica (K_2)	11.010	kN/cm
Rigidez vertical (K_v)	1.22E+07	kN/cm
Rigidez rotacional (K_{rot})	1.37E+09	kN-cm/Rad
Fuerza característica (Q)	35.320	kN

Fuente: elaboración propia.

6.1.3. Modos de vibración

Tras haber modelado la estructura con los aisladores y las propiedades que le corresponden para su correcto desempeño se determinaron los períodos y modos naturales de vibración por medio de un análisis modal, y con esto poder determinar el periodo objetivo de la base aislada.

Tabla XXII. Modos de vibración y porcentajes de masas modales

Modo	Período	Ux	Uy	Uz	Sumux	Sumuy	Sumuz
1	2.27	0.9562	-	-	0.9562	-	-
2	2.04	-	0.9898	-	0.9562	0.9898	-
3	1.51	-	-	-	0.9562	0.9898	-
4	0.70	0.0375	-	-	0.9937	0.9898	-
5	0.47	-	0.0092	-	0.9937	0.9990	-
6	0.34	0.0043	-	-	0.9980	0.9990	-
7	0.32	-	-	-	0.9980	0.9990	-
8	0.26	-	-	-	0.9980	0.9990	-
9	0.26	-	0.0000	-	0.9980	0.9990	-
10	0.25	0.0003	-	-	0.9982	0.9990	-
11	0.24	-	-	-	0.9982	0.9990	-
12	0.24	-	-	-	0.9982	0.9990	-

Fuente: elaboración propia.

6.2. Análisis elástico

Dentro del análisis elástico se procedió a calibrar el cortante basal de la estructura con base aislada, al producto de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento por el desplazamiento de diseño del aislador y dividido entre el factor R_1 igual a 1, el cual es determinado según el tipo de estructura.

$$V_b = \frac{K_{eff} D_M}{R_1} \quad (36)$$

6.2.1. Deformaciones de piso

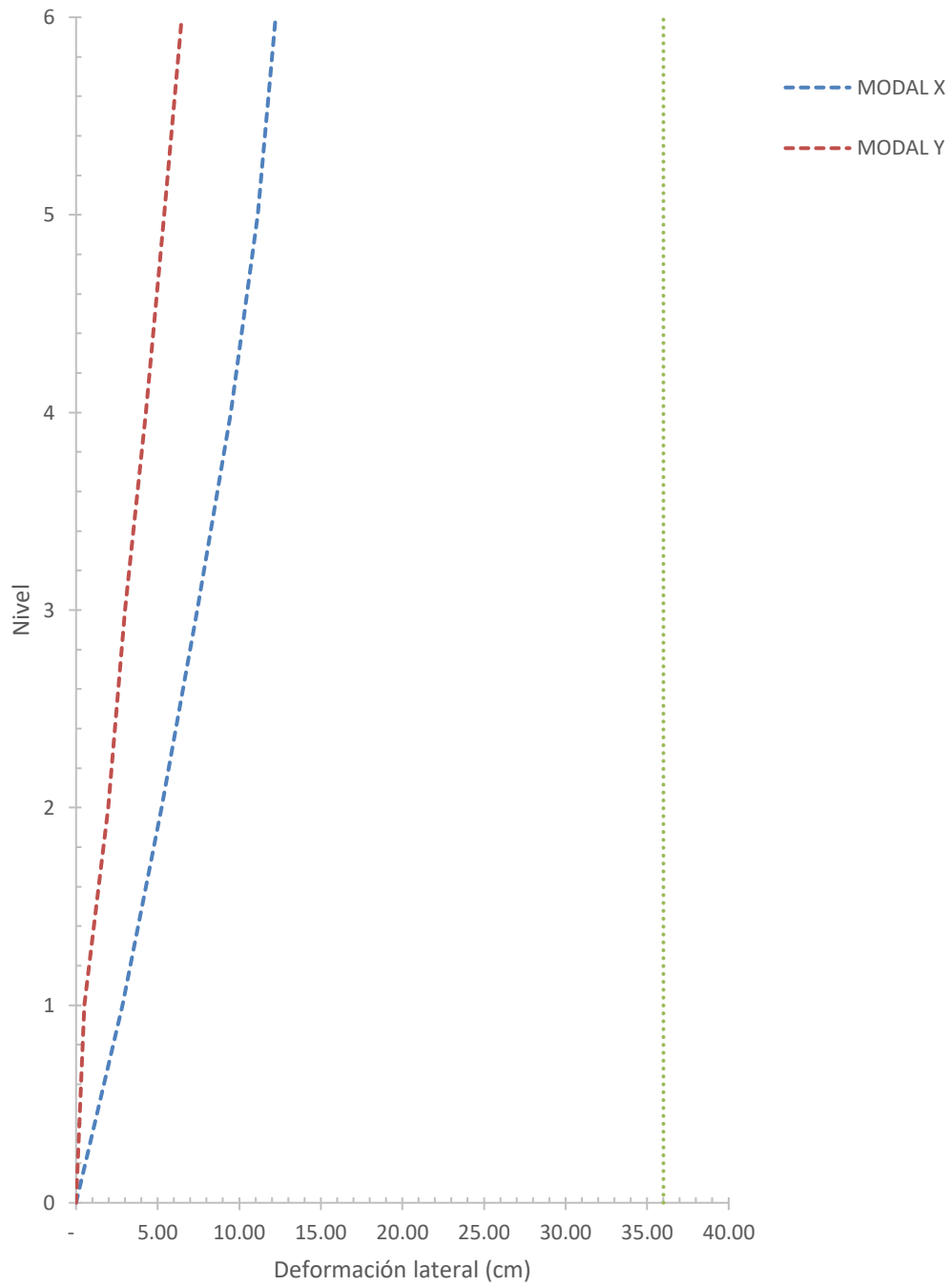
Tras haber realizado el análisis elástico se pueden obtener los resultados de las deformaciones de piso relativas al nivel de aislación.

Tabla XXIII. **Deformaciones de piso relativas al nivel de aislación**

Nivel	Def. Laterales (cm)		Derivas de piso	
	Modal x	Modal y	Modal x	Modal y
BASE	-	-	-	-
1	2.8500	0.5187	0.0174	0.0151
2	5.2300	1.9845	0.0080	0.0049
3	7.4150	3.0110	0.0075	0.0035
4	9.4729	4.2686	0.0073	0.0043
5	11.1335	5.4128	0.0061	0.0040
6	12.2300	6.4789	0.0042	0.0037
Cortante basal (kN)	1,490.75	2,426.62		
Ws (kN)	11,993.67	11,993.67		
% peso sísmico	12.43 %	20.23 %		

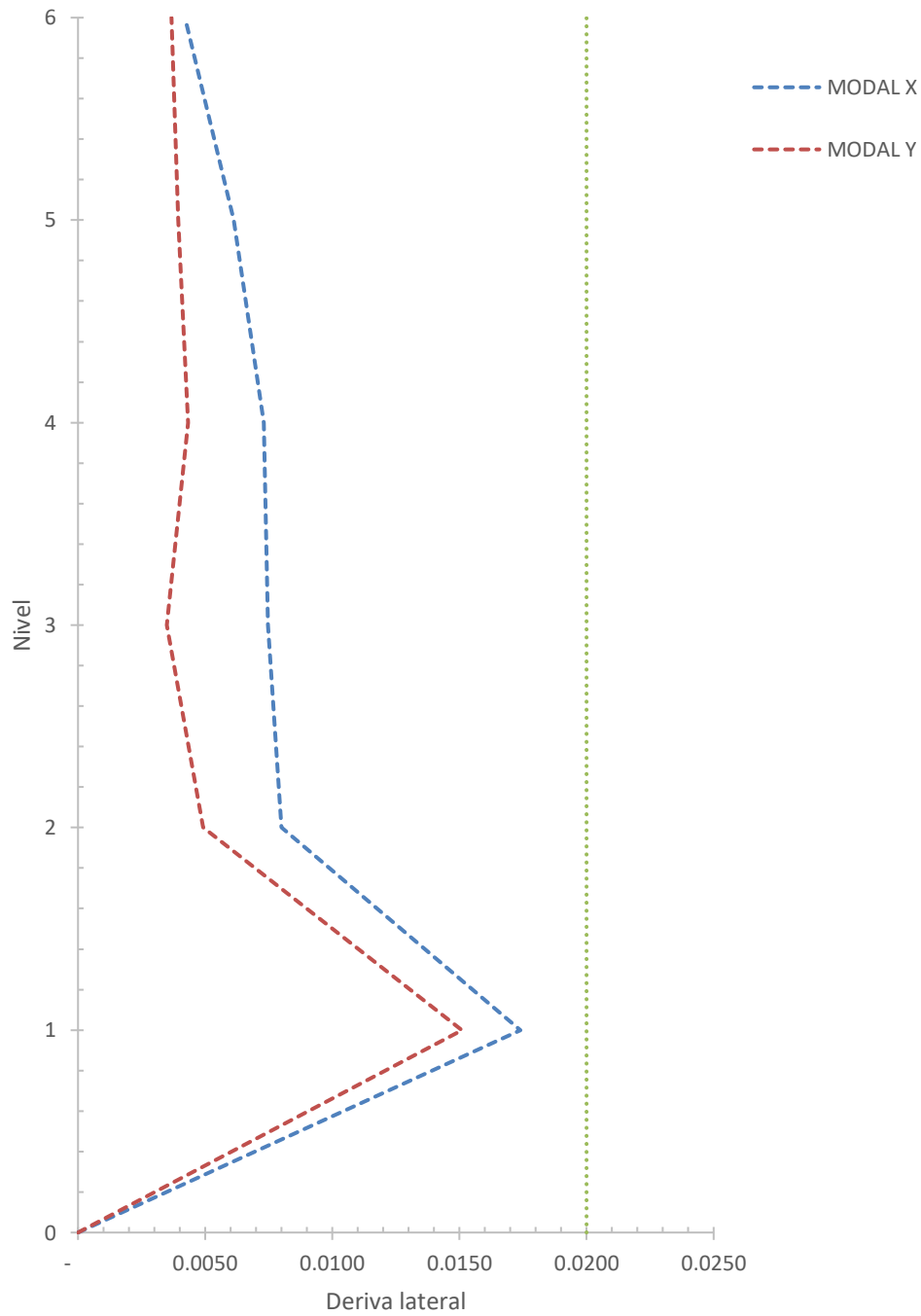
Fuente: elaboración propia.

Figura 32. **Deformación lateral base aislada**



Fuente: elaboración propia.

Figura 33. Derivas laterales edificio base aislada



Fuente: elaboración propia.

6.3. Análisis dinámico inelástico

Para desarrollar el análisis dinámico inelástico de la estructura con base aislada se siguieron los parámetros del capítulo 5 del presente trabajo de investigación.

6.3.1. Deformaciones laterales de piso

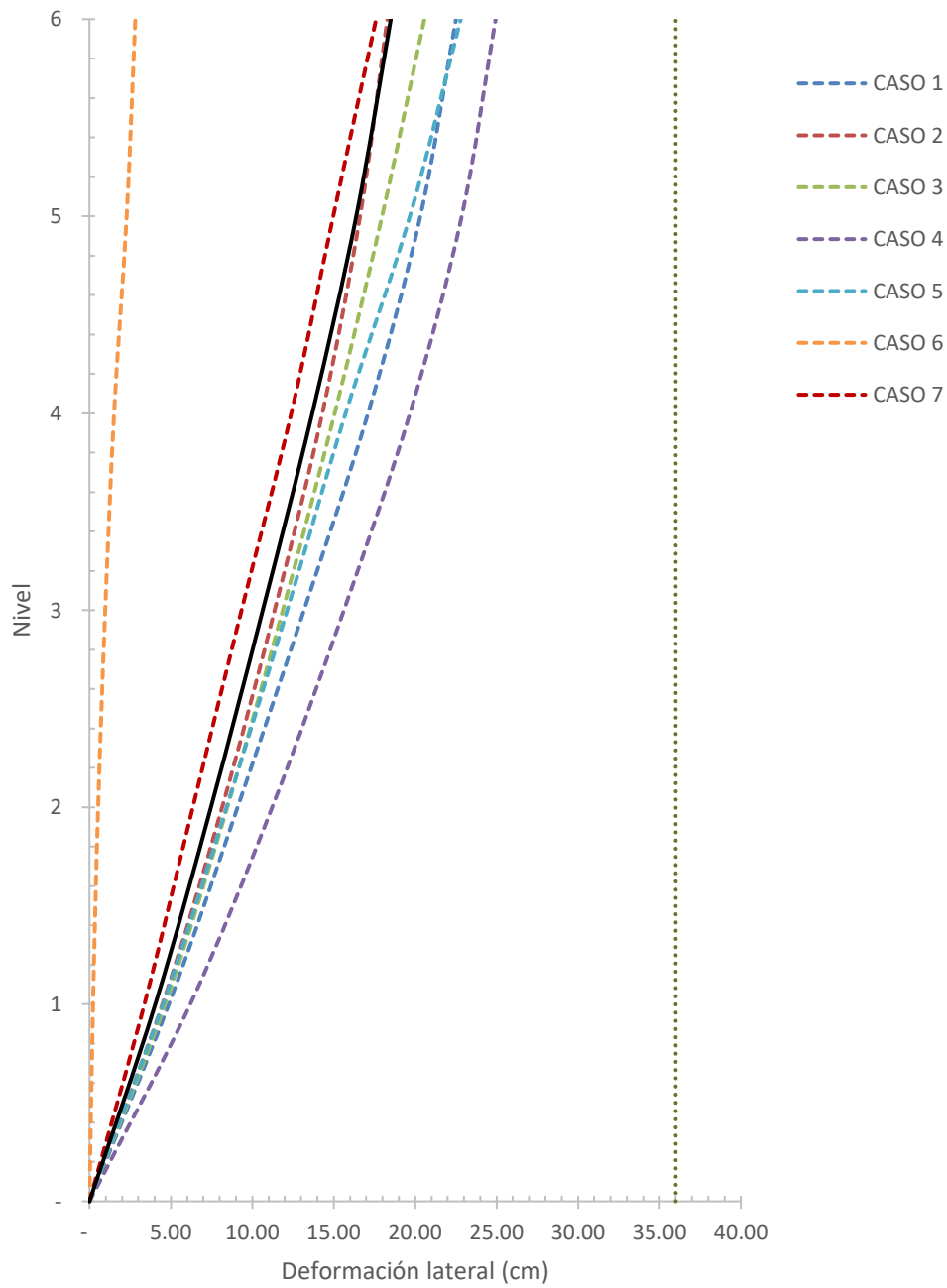
Debido que para el análisis tiempo-historia fueron cargados distintos registros sísmicos, se obtuvieron resultados de deformaciones laterales para cada uno de ellos en su respectivo eje.

Tabla XXIV. **Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X**

Parámetro	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Promedio
Desp. (cm)	12.89	12.42	12.84	17.37	12.00	0.23	8.75	10.93
Desp. nivel 1 (cm)	4.87	4.48	4.64	6.19	4.51	0.22	3.37	4.04
Desp. nivel 2 (cm)	9.10	8.15	8.46	11.22	8.42	0.53	6.35	7.46
Desp. nivel 3 (cm)	13.17	11.37	11.87	15.63	12.14	0.97	9.34	10.64
Desp. nivel 4 (cm)	17.11	14.30	15.06	19.68	15.73	1.51	12.39	13.68
Desp. nivel 5 (cm)	20.32	16.62	17.97	22.86	19.68	2.28	14.97	16.39
Desp. nivel 6 (cm)	22.51	18.29	20.57	24.94	22.80	2.82	17.60	18.50

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X



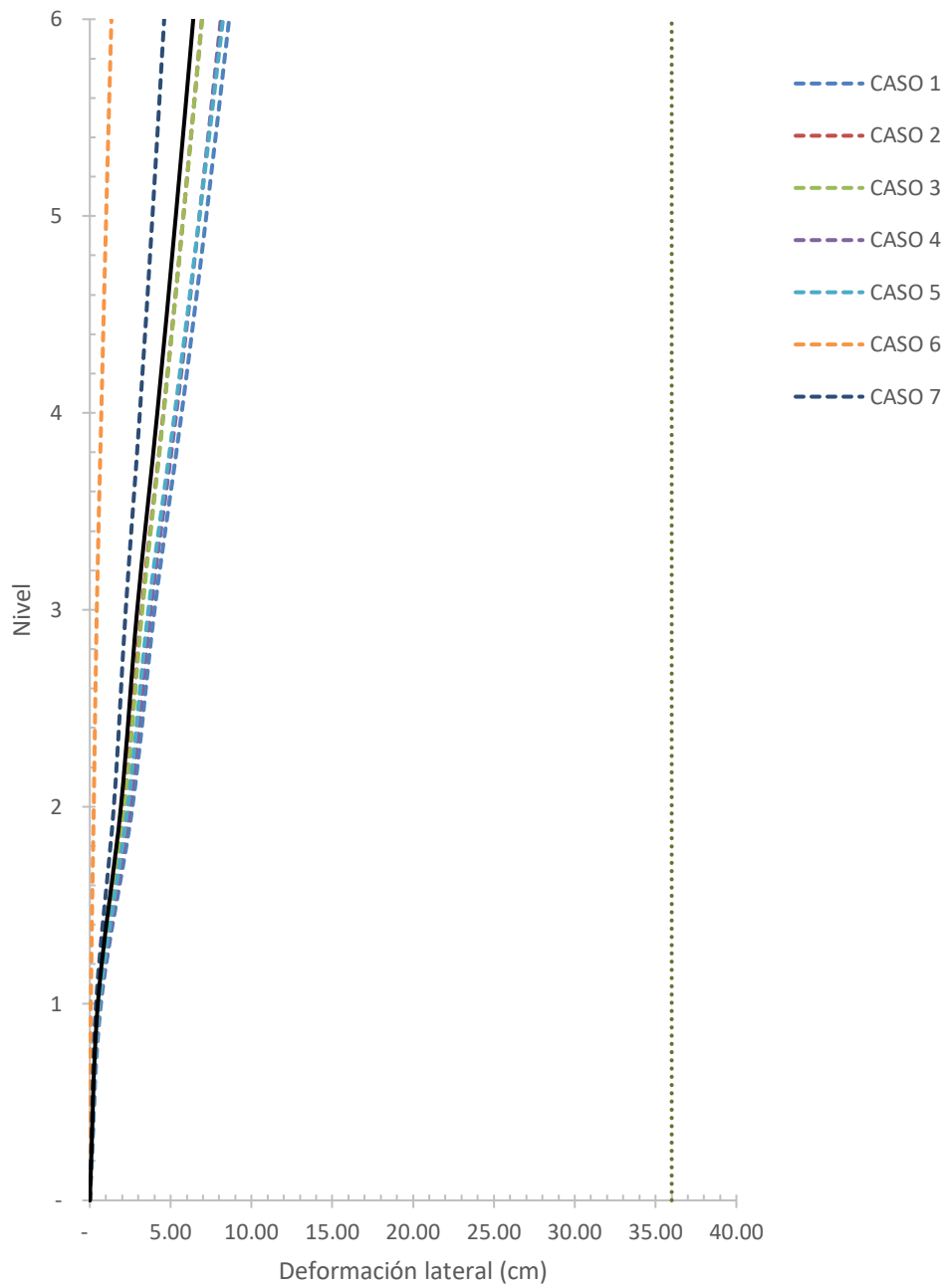
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y**

Parámetro	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Prom.
Desp. (cm)	-	-	-	-	-	-	-	-
Desp. nivel 1 (cm)	22.96	18.12	19.73	21.94	20.32	1.16	13.61	16.83
Desp. nivel 2 (cm)	0.69	0.54	0.56	0.64	0.60	0.06	0.39	0.50
Desp. nivel 3 (cm)	2.64	2.10	2.16	2.49	2.35	0.24	1.48	1.92
Desp. nivel 4 (cm)	4.01	3.21	3.25	3.78	3.62	0.43	2.22	2.93
Desp. nivel 5 (cm)	5.68	4.55	4.57	5.35	5.25	0.71	3.09	4.17
Desp. nivel 6 (cm)	7.20	5.79	5.79	6.78	6.79	1.01	3.88	5.32

Fuente: elaboración propia.

Figura 35. Deformaciones laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta
sentido X

Parámetro	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Prom.
Base	-	-	-	-	-	-	-	-
Desp. nivel 1 (cm)	0.0195	0.0197	0.0184	0.0192	0.0197	0.0013	0.0197	0.0168
Desp. nivel 2 (cm)	0.0141	0.0123	0.0129	0.0171	0.0131	0.0012	0.0099	0.0115
Desp. nivel 3 (cm)	0.0136	0.0115	0.0116	0.0156	0.0124	0.0020	0.0102	0.0110
Desp. nivel 4 (cm)	0.0133	0.0106	0.0115	0.0141	0.0138	0.0028	0.0118	0.0111
Desp. nivel 5 (cm)	0.0117	0.0085	0.0122	0.0109	0.0137	0.0033	0.0117	0.0103
Desp. nivel 6 (cm)	0.0086	0.0064	0.0099	0.0077	0.0105	0.0032	0.0090	0.0079

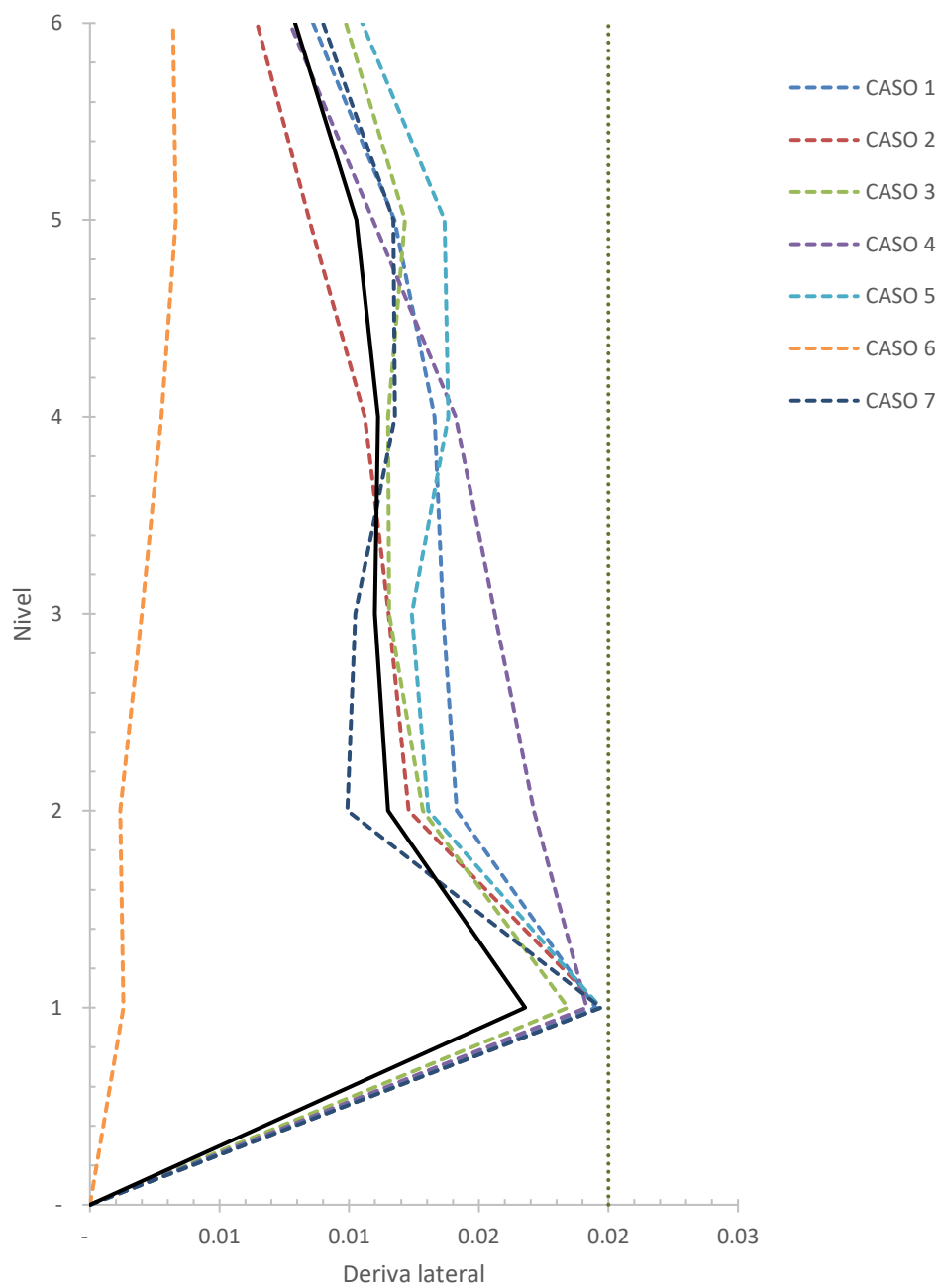
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta
sentido Y

Parámetro	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Prom.
Base	-	-	-	-	-	-	-	-
Desp. nivel 1 (cm)	0.0134	0.0140	0.0166	0.0120	0.0182	0.0109	0.0102	0.0136
Desp. nivel 2 (cm)	0.0065	0.0052	0.0055	0.0062	0.0060	0.0008	0.0037	0.0048
Desp. nivel 3 (cm)	0.0046	0.0037	0.0041	0.0043	0.0046	0.0010	0.0027	0.0036
Desp. nivel 4 (cm)	0.0056	0.0045	0.0053	0.0053	0.0059	0.0016	0.0037	0.0045
Desp. nivel 5 (cm)	0.0051	0.0041	0.0049	0.0048	0.0055	0.0015	0.0035	0.0042
Desp. nivel 6 (cm)	0.0047	0.0038	0.0046	0.0044	0.0051	0.0015	0.0033	0.0039

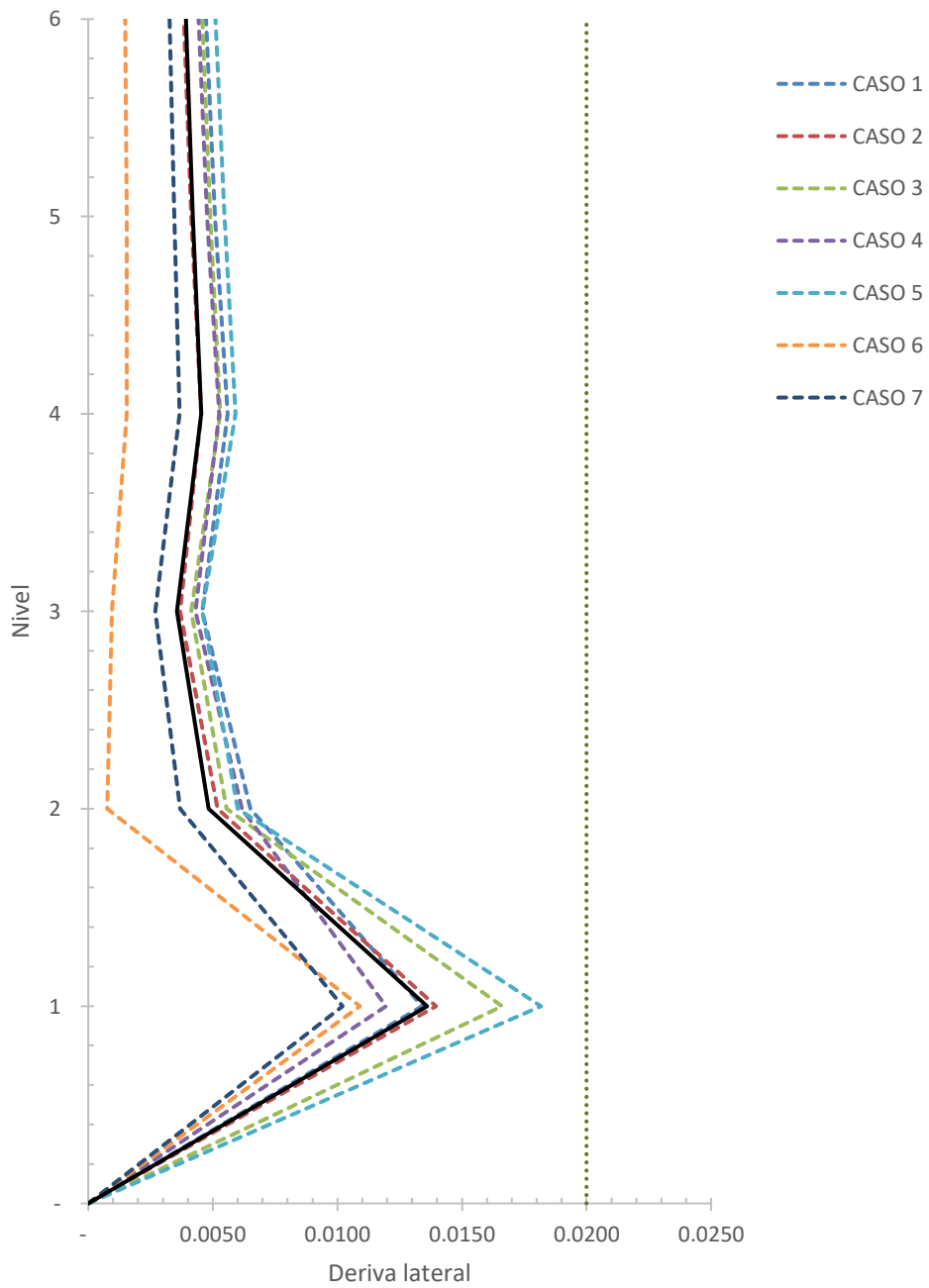
Fuente: elaboración propia.

Figura 36. Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido X



Fuente: elaboración propia.

Figura 37. Derivas laterales de piso en análisis de historial de respuesta sentido Y



Fuente: elaboración propia.

6.3.2. Cortante basal

Se muestran los distintos valores resultantes de cortante basal para los siete registros sísmicos y su respectiva gráfica.

Tabla XXVIII. **Cortante basal en análisis historial de respuesta sentido X**

Caso	Vmin (kN)	Vmax (kN)
Caso 1	-2,557.26	2,638.46
Caso 2	-2,490.37	2,707.64
Caso 3	-2,474.25	1,737.89
Caso 4	-3,215.95	3,373.52
Caso 5	-2,435.99	2,561.44
Caso 6	- 702.04	664.43
Caso 7	-1,975.79	2,273.82
Vpromedio	-2,264.52	2,279.60
Ws	11,993.67	
% peso sísmico	19.01 %	
Cs	13.70 %	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. **Cortante basal en análisis de historial de respuesta sentido Y**

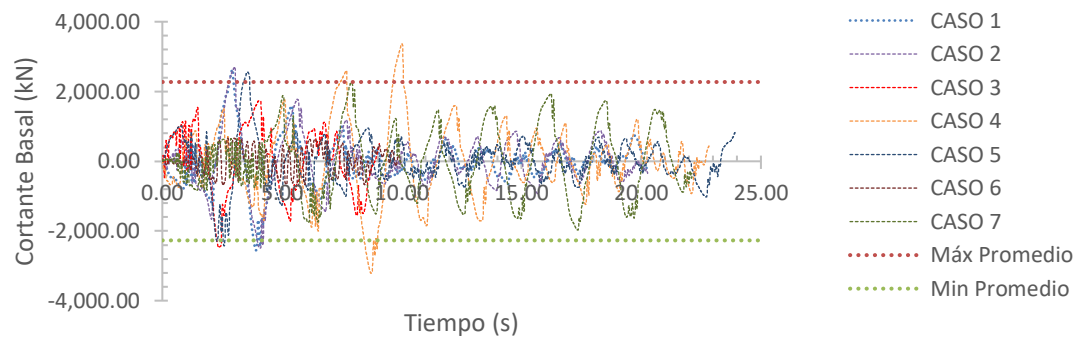
CASO	Vmin (kN)	Vmax (kN)
Caso 1	-3,101.63	2,647.00
Caso 2	-2,498.41	2,710.47
Caso 3	-2,806.12	1,986.94
Caso 4	-2,944.33	3,047.05
Caso 5	-2,865.94	3,052.42
Caso 6	- 808.31	780.94
Caso 7	-2,129.51	2,190.45
Vpromedio	-2,450.61	2,345.04
Ws	11,993.67	

Continuación tabla XXIX.

% peso sísmico	19.55 %
Cs	22.30 %

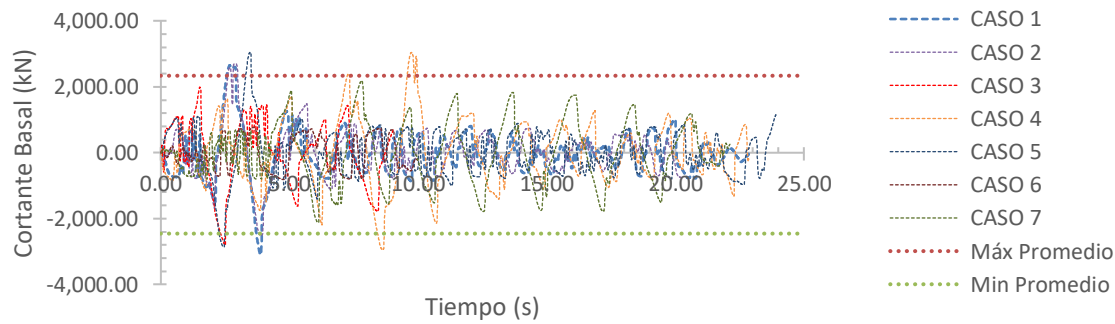
Fuente: elaboración propia.

Figura 38. Cortante basal análisis de historial de respuesta sentido X



Fuente: elaboración propia.

Figura 39. Cortante basal análisis de historial de respuesta sentido Y



Fuente: elaboración propia.

7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO CON AISLADORES

7.1. Marcos con riostras concéntricas ordinarias

El sistema de marcos con riostras concéntricas ordinarias resiste las fuerzas laterales y desplazamientos principalmente a través de la resistencia axial y rigidez de los miembros de la riostra. Los marcos con riostras concéntricas están configurados a manera que la línea central de los miembros del marco coincida para minimizar el comportamiento de flexión.

Según las provisiones sísmicas del AISC este sistema estructural se espera que provea una limitada capacidad de deformación inelástica en sus miembros y conexiones.

7.1.1. Diseño de riostras en OCBF

Para el diseño de las riostras es necesario determinar la resistencia axial requerida a la cual el elemento se encuentra sometida, dicha resistencia se puede determinar por medio de las combinaciones según la normativa empleada.

De igual manera, el momento flexionante actuante en los elementos de riostra, se determinar a través de las combinaciones de carga según la normativa empleada para los criterios y requerimientos de diseño.

Es necesario determinar la esbeltez de la riostra, por lo que se verifica que la sección utilizada dentro del sistema cumpla con la relación de ancho y espesor.

$$\lambda_{md}=0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (37)$$

Tras haber realizado la primera verificación del elemento, es necesario determinar la resistencia a la compresión permisible, esto por medio de obtener la longitud de la riostra y por medio de la tabla 6-2 del Manual AISC poder verificar la compresión permisible que el elemento va a tener con relación a su longitud.

Siguiendo el mismo procedimiento, la resistencia permisible a la flexión se determina por medio de la tabla 6-2 del Manual AISC según el perfil utilizado en la configuración de riostras. Tras haber obtenido los valores permisibles ya establecidos por el AISC se procede a realizar la verificación de la capacidad del elemento.

7.1.2. Diseño de columnas en OCBF

Dentro de las provisiones sísmicas D1.4a del AISC se establece que la resistencia requerida de las columnas deberá ser el mayor efecto de la resistencia axial a compresión y tensión determinada usando los efectos de sobre resistencia en la carga del sismo.

Para el caso de las columnas no hay un requisito específico para la ductilidad del miembro en columnas para OCBF (*Ordinary Concentric Braced Frame*), por lo que no es necesario verificar la relación de esbeltez para la columna en compresión.

Al igual que el resto de los miembros que conforman este sistema, la resistencia a compresión y tensión permisibles para la sección empleada, se determinar con base a su longitud en la tabla 6-2 del Manual AISC. Obtenidos

estos valores se verifican que dichos parámetros cumplan con las demandas según el análisis estructural realizado.

7.1.3. Diseño de vigas en OCBF

La viga es un elemento colector que transfiere el corte al conformar un diafragma a las riostras en los OCBF. Las fuerzas en el colector son calculadas usando los efectos de las cargas sísmicas, incluyendo el factor de sobre resistencia.

De igual manera la resistencia a la flexión en la viga es determinada a través de la combinación gobernante que incluya los efectos de las cargas sísmicas, según la normativa empleada dentro del diseño.

Para las vigas en OCBF no hay un requerimiento específico para la ductilidad de los miembros en las vigas del sistema. De acuerdo con las especificaciones del AISC, para sistemas de marcos con riostras, el factor de longitud efectiva para miembros sujetos a compresión es tomado con valor 1.

Dentro del Manual del AISC en la tabla 6-2 se determina a la resistencia a compresión permisible en la viga, esto en función de su longitud y factor de longitud efectiva. De igual manera, la resistencia a la flexión permisible es determinada por medio de la tabla previamente mencionada.

Tras haber determinado los valores permisibles de los esfuerzos dentro de la viga, se verifica que cumpla con la demanda solicitada.

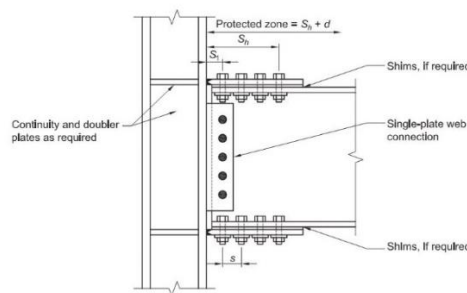
8. DISEÑO DE CONEXIONES

8.1. Conexiones para marcos especiales e intermedios resistentes a momento

Debido a que en los sistemas de marcos especiales e intermedios resistentes a momento se espera que desarrollen una considerable deformación inelástica, esto a través de las conexiones estructurales entre sus elementos (conexión a momento viga-columna).

Se consideró utilizar conexiones BFP (*Bolted Flange Plate*), las cuales son conexiones a momento que utilizan placas soldadas a los patines de la columna y pernos en los patines de la viga, las placas superiores e inferiores deberán ser idénticas. Las conexiones BFP son precalificadas para el uso en marcos especiales e intermedios resistentes a momento dentro de las limitaciones que AISC 358 establece.

Figura 40. Conexiones BFP (*Bolted Flange Plate*)



Fuente: AISC. (2016). *AISC 360-16 Especificaciones para construcciones en acero*.

Para considerar el correcto diseño de este tipo de conexiones y poder garantizar el correcto desempeño estructural es necesario basarse en AISC 358, lo cual indica como primer paso determinar el momento máximo probable M_{pr} .

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (38)$$

Donde:

- C_{pr} = Factor de resistencia máxima, $\frac{F_y + F_u}{2F_y} < 1.20$
- R_y = Radio del esfuerzo de fluencia esperado
- Z_e = Módulo plástico efectivo de sección
- F_u = Resistencia mínima especificada a la tensión
- F_y = Resistencia mínima especificada a la fluencia

Se debe de determinar el diámetro máximo del perno para prevenir la ruptura a tensión del patín de la viga, seleccionando el diámetro del perno se verifica la distancia mínima al eje de la viga según las Especificaciones del AISC.

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - \frac{1}{8} \text{ in} \quad (39)$$

Siguiendo con el diseño, se procede a asumir un espesor de la placa del patín de la viga, estimando un ancho de la placa considerando el diámetro del perno, la distancia al eje del perno y el ancho del patín de la viga. Se determina la resistencia nominal cortante gobernante por perno considerando el corte del perno.

$$r_n = \text{menor} \begin{cases} 1.0F_{nv}A_b \\ 2.4F_{ub}d_b t_f \\ 2.4F_{up}d_b t_p \end{cases} \quad (40)$$

Para estimar la cantidad de pernos a utilizar en las placas se deberá de emplear la siguiente ecuación:

$$n \geq \frac{1.25M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} \quad (41)$$

Teniendo los valores previos ya definidos es necesario determinar la ubicación de la rótula plástica de la viga, dimensionada desde la cara de la columna.

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad (42)$$

Donde:

- S_1 = Distancia desde la cara de la columna a la fila de pernos cercana.
- n = Cantidad de pernos.
- s = Espaciamiento entre filas de pernos.

Tras haber determinado la fuerza cortante V_h en el nodo por medio del análisis estructura se procede a calcular el momento esperado en el patín de la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad (43)$$

Se calcula la fuerza en la placa del patín debido a M_f por medio de la ecuación:

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d + t_p} \quad (44)$$

Se debe de confirmar que el número propuesto de pernos sea el adecuado, así como verificar que el espesor de la placa sea el adecuado, así como verificar el estado límite de ruptura a tensión.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} \quad (45)$$

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}} \quad (46)$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad (47)$$

De igual manera, se verifica el estado límite a la ruptura del bloque de cortante y a la compresión por pandeo.

Es necesario determinar la resistencia requerida cortante V_u de la viga y de la conexión de viga-columna.

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g \quad (48)$$

Donde:

- L_h = Distancia entre la ubicación de rótula plástica
- V_g = Cortante resultante de las combinaciones de carga

Tras haber finalizado el diseño de las placas ubicadas en los patines de la viga, se procede a diseñar la placa a simple cortante requerida para soportar los esfuerzos cortantes entre los elementos, así como verificar los requerimientos de la placa de continuidad y la zona de panel en la columna.

8.2. Conexiones para marcos con riostras concéntricas

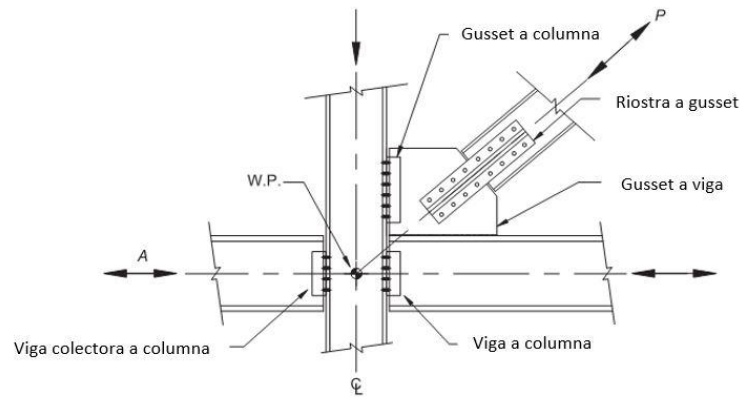
La resistencia requerida de la conexión de la riostra diagonal deberá de determinarse usando el factor de sobre resistencia en la carga sísmica. La resistencia requerida de la conexión de la riostra no deberá de exceder los siguientes criterios:

En tensión, la resistencia de fluencia deberá de ser determinada por medio de $R_y F_y A_g / \alpha_s$ donde α_s es el factor de ajuste de fuerza con un valor de 1.

En compresión, la resistencia esperada en la riostra es permitido tomar el menor valor entre $R_y F_y A_g / \alpha_s$ y $1.1 F_{cre} A_g / \alpha_s$, donde F_{cre} es determinado según las especificaciones del AISC.

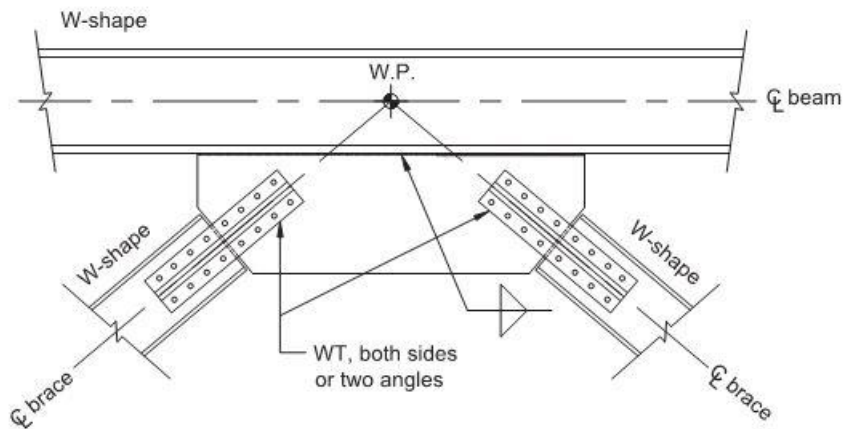
Toda conexión de riostra en viga, columna o riostra, está conformada por al menos cuatro conexiones, dentro de las cuales se puede considerar la conexión de la riostra a la Gusset, la placa Gusset a viga, de placa Gusset a columna y de viga a columna.

Figura 41. **Placa tipo Gusset en conexión de riostra en esquina**



Fuente: AISC. (2016). *AISC 360-16 Especificaciones para construcciones en acero.*

Figura 42. **Placa tipo Gusset en conexión de riostras al centro de viga**



Fuente: AISC. (2016). *AISC 360-16 Especificaciones para construcciones en acero.*

9. INTEGRACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTO DE AMBOS EDIFICIOS IMPLEMENTANDO METODOLOGÍA BIM

Diversos estudios han comparado los costos iniciales de una estructura sísmicamente aislada con respecto a una estructura convencional considerando el mismo desempeño sísmico. Es importante tomar en cuenta que el costo de las estructuras sísmicamente aisladas depende de diversos factores, por lo que en la presente investigación los costos tomados en cuenta aplican directamente a la estructura en evaluación.

Por medio de los programas de vanguardia como Revit, fue posible realizar el modelado 3D de las estructuras y poder integrar los costos de manera efectiva y precisa.

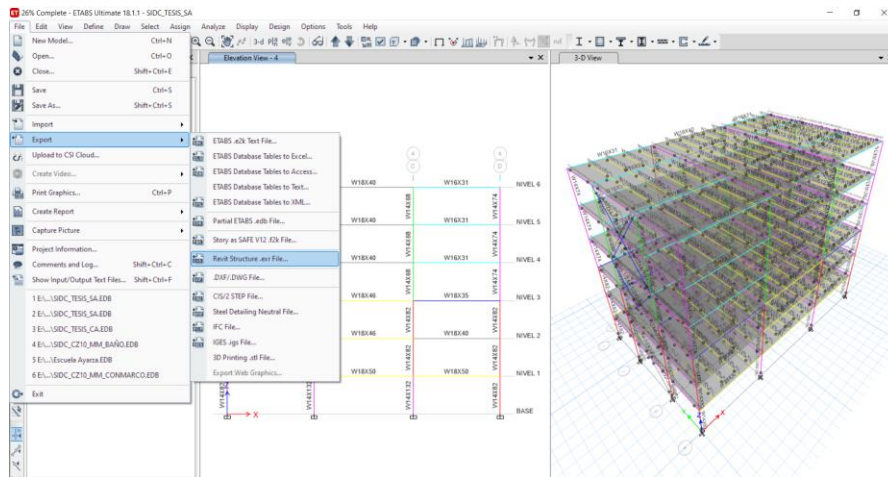
9.1. Coordinación del modelo para generación de costos

Revit, al ser un programa multidisciplinario nos permitió importar el archivo con la información estructural desde el programa de diseño ETABS, esto por medio de un archivo de intercambio de información con formato EXR el cual nos permite transferir las propiedades, geometría y elementos utilizados asignados dentro del programa de diseño estructural, facilitando así el intercambio de información y optimizando el tiempo para el modelado de la estructura en Revit.

De igual manera, para poder obtener la cuantificación de los materiales de cada edificio, se realizó una coordinación del modelo realizado en Revit al programa de coordinación Bixel Manager, el cual facilitó de gran manera el

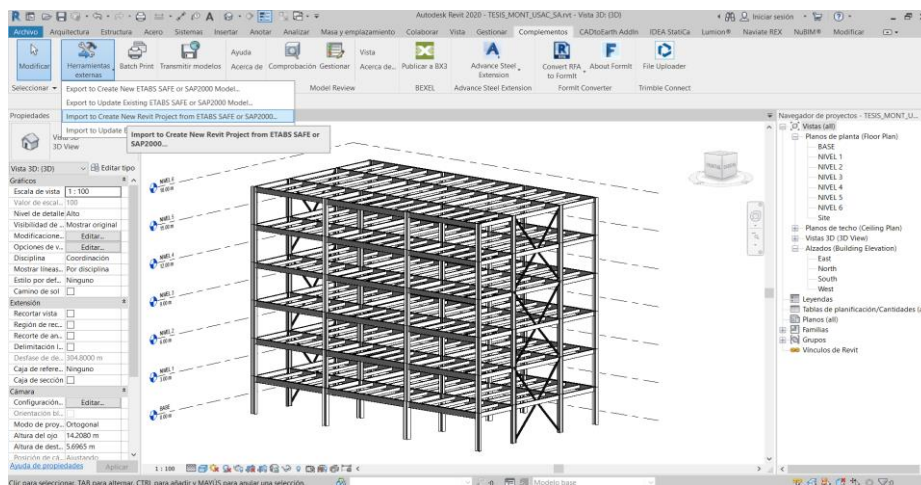
proceso para la generación de costos y comparación de las estructuras evaluadas.

Figura 43. Exportación de modelo estructural desde ETABS



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Revit.

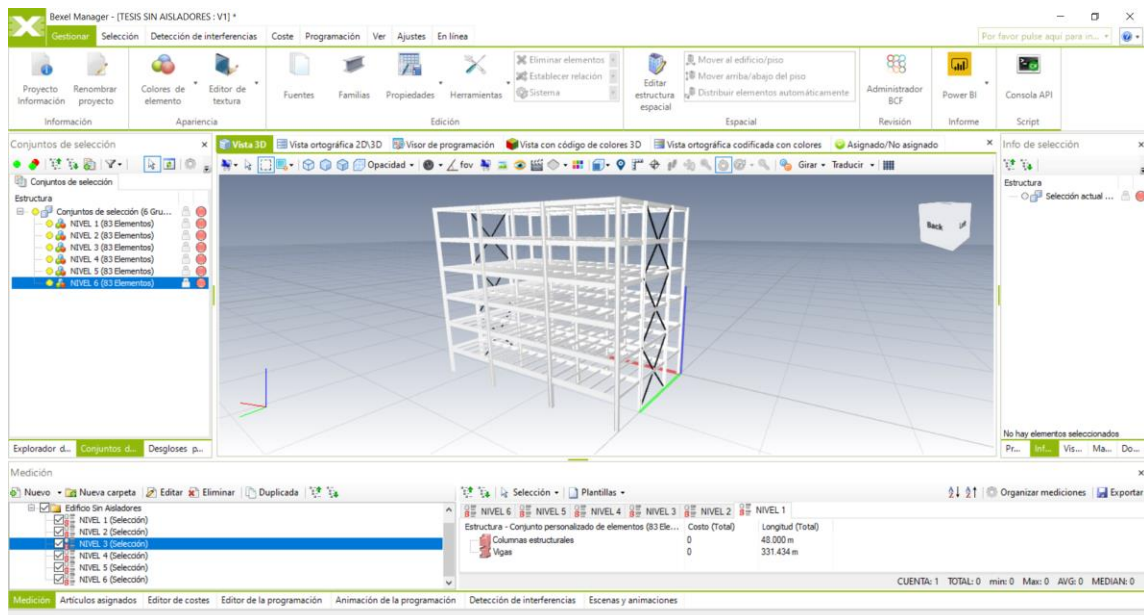
Figura 44. Importación de modelo estructural a Revit



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Revit.

Tras haber realizado los ajustes dentro del modelo de Revit, como verificar que las columnas estén separadas por nivel para su correcta clasificación y que todos los elementos estructurales correspondan con la asignación realizada en el diseño estructural, se publicó el archivo por medio del formato BX3 al software Bexel Manager, transfiriendo elementos tales como: columnas, vigas principales, vigas secundarias y riostras a nuestro archivo de coordinación BIM.

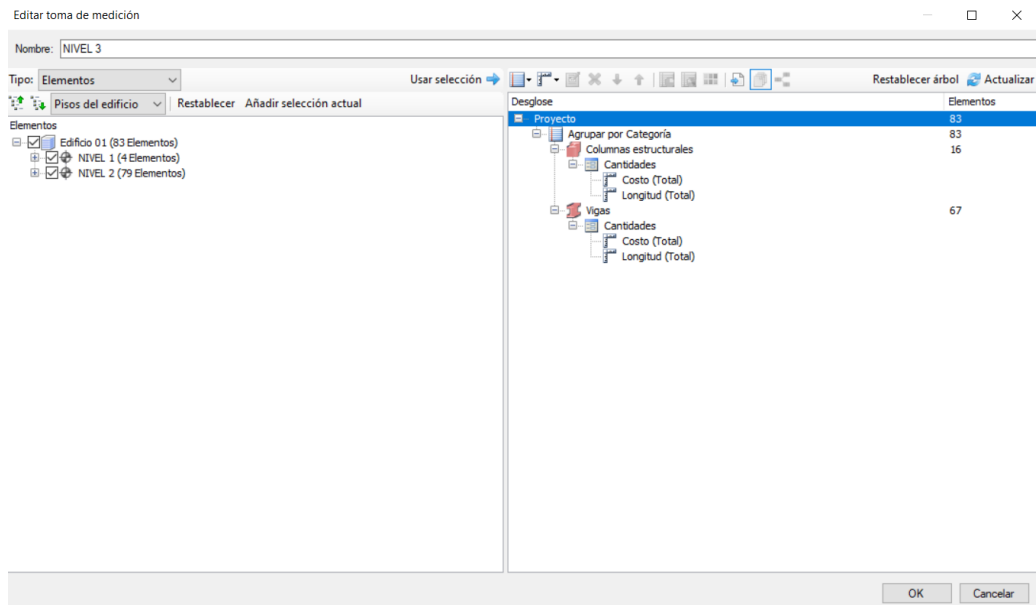
Figura 45. Creación de archivo de coordinación en Bexel Manager



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Bexel Manager.

Teniendo el modelo ya cargado dentro del programa, fue necesario clasificar los elementos por nivel y categoría, logrando obtener una clasificación detallada al momento de la integración de los materiales y costos de la estructura.

Figura 46. Clasificación de elementos dentro de edificios



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Bixel Manager.

Figura 47. Categorías de clasificación



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Bixel Manager.

Teniendo definidas las categorías de clasificación fue posible determinar las cantidades específicas de cada sección empleada en la estructura y su categoría según su uso, ya sea viga, columna o riostra, obteniendo el metraje de cada uno de los elementos según el nivel y posteriormente poder realizar la integración de los costos.

9.2. Integración y evaluación de costos

Dentro de la integración de costos, se emplearon precios de perfiles de acero para el año 2021, integrando tanto el edificio con base fija como el edificio con aisladores los mismos parámetros de precios de material y los dispositivos aisladores, con el objetivo de poder comparar de una mejor manera.

Tras realizar la coordinación del modelo estructural desde Revit al programa Bexel Manager, fue posible realizar la integración de costos de las estructuras evaluadas. Fue necesario integrar los costos unitarios por unidad de longitud de cada elemento que se contempló e ingresarlo al editor de costos dentro del programa mencionado.

Figura 48. Edición de costos unitarios de elementos

Editor de unidades de coste

Código: Vigas

Nombre: W18x50

Descripción: Vigas principal

General Recursos Mapas

Rendimiento diario: 1.000

Tipo de cantidad: Longitud

Unidad de cantidad: m

Coste: Q595.50

Suplemento de material: Q450.00

Complemento laboral: Q127.50

Suplemento del equipamiento: Q0.00

Las instancias de artículos de coste múltiples se verán afectadas si se realiza un cambio.

OK Cancelar

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Bexel Manager.

Con esto, se obtuvieron los costos de construcción de la estructura con base fija y base aislada, presentados en las siguientes tablas.

Tabla XXX. Costo total del edificio base fija

Núm.	Concepto	Costo material		Costo mano de obra		Costo total	
1.000	Estructura metálica primer nivel	Q228,123.42		Q42,037.89		Q270,161.31	
Columnas y riostras							
1.001	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	Q	3,753.47	Q	833.57	Q	4,587.05
1.002	W14X82	Q	18,889.29	Q	5,018.40	Q	23,907.69
1.003	W14X132	Q	29,794.11	Q	8,078.40	Q	37,872.51
Vigas							
1.004	W10X12	Q	14,427.68	Q	3,803.58	Q	18,231.26
1.005	W10X15	Q	5,970.57	Q	1,586.23	Q	7,556.80
1.006	W14X22	Q	10,365.67	Q	2,753.89	Q	13,119.56
1.007	W18X50	Q	39,121.88	Q	10,641.15	Q	49,763.03
Otros							
1.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
1.009	Placas y pernos de unión	Q	20,369.05	Q	2,886.64	Q	23,255.68
1.010	Consumibles	Q	19,790.18			Q	19,790.18
2.000	Estructura metálica segundo nivel	Q205,766.30		Q36,657.09		Q242,423.39	
Columnas y riostras							
2.001	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	Q	4,385.76	Q	973.99	Q	5,359.75
2.002	W14X82	Q	37,778.57	Q	10,036.80	Q	47,815.37
Vigas							
2.003	W10X12	Q	14,561.16	Q	3,838.77	Q	18,399.93
2.004	W10X15	Q	6,013.76	Q	1,597.70	Q	7,611.46
2.005	W14X22	Q	10,513.69	Q	2,793.22	Q	13,306.91
2.006	W18X40	Q	19,912.50	Q	5,416.20	Q	25,328.70
2.007	W18X46	Q	15,416.38	Q	3,571.79	Q	18,988.16
Otros							
2.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
2.009	Placas y pernos de unión	Q	14,424.64	Q	1,992.60	Q	16,417.23
2.010	Consumibles	Q	17,118.30			Q	17,118.30
3.000	Estructura metálica tercer nivel	Q205,487.40		Q35,782.27		Q241,269.67	

Continuación tabla XXX.

Columnas y riostras							
3.001	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	Q	3,753.47	Q	833.57	Q	4,587.05
3.002	W14X82	Q	37,778.57	Q	10,036.80	Q	47,815.37
Vigas							
3.003	W10X12	Q	14,562.32	Q	3,839.08	Q	18,401.40
3.004	W10X15	Q	6,013.76	Q	1,597.70	Q	7,611.46
3.005	W14X22	Q	10,513.69	Q	2,793.22	Q	13,306.91
3.006	W18X35	Q	20,455.02	Q	4,739.18	Q	25,194.19
3.007	W18X46	Q	15,416.38	Q	3,571.79	Q	18,988.16
Otros							
3.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
3.009	Placas y pernos de unión	Q	14,373.63	Q	1,934.92	Q	16,308.55
3.010	Consumibles	Q	16,979.02			Q	16,979.02
4.000	Estructura metálica cuarto nivel		Q187,026.01		Q33,018.48		Q220,044.49
Columnas y riostras							
4.001	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	Q	3,472.86	Q	771.26	Q	4,244.12
4.002	W14X68	Q	23,496.43	Q	6,242.40	Q	29,738.83
4.003	W14X74	Q	8,523.21	Q	2,264.40	Q	10,787.61
Vigas							
4.004	W10X12	Q	14,586.70	Q	3,845.50	Q	18,432.20
4.005	W10X15	Q	6,028.16	Q	1,601.53	Q	7,629.69
4.006	W14X22	Q	10,524.25	Q	2,796.02	Q	13,320.27
4.007	W16X31	Q	15,492.84	Q	4,200.72	Q	19,693.56
4.008	W18X40	Q	11,426.25	Q	3,107.94	Q	14,534.19
Otros							
4.009	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
4.010	Placas y pernos de unión	Q	12,452.97	Q	1,752.69	Q	14,205.66
4.011	Consumibles	Q	15,380.80			Q	15,380.80
5.000	Estructura metálica quinto nivel		Q186,418.71		Q32,895.59		Q219,314.30
Columnas y riostras							
5.001	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	Q	2,958.53	Q	657.03	Q	3,615.56
5.002	W14X68	Q	23,496.43	Q	6,242.40	Q	29,738.83

Continuación tabla XXX.

5.003	W14X74	Q	8,523.21	Q	2,264.40	Q	10,787.61
Vigas							
5.004	W10X12	Q	14,586.70	Q	3,845.50	Q	18,432.20
5.005	W10X15	Q	6,028.16	Q	1,601.53	Q	7,629.69
5.006	W14X22	Q	10,522.14	Q	2,795.46	Q	13,317.60
5.007	W16X31	Q	15,492.84	Q	4,200.72	Q	19,693.56
5.008	W18X40	Q	11,426.25	Q	3,107.94	Q	14,534.19
Otros							
5.009	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
5.010	Placas y pernos de unión	Q	12,385.32	Q	1,744.59	Q	14,129.91
5.011	Consumibles	Q	15,357.59			Q	15,357.59
6.000	Estructura metálica sexto nivel	Q185,330.96		Q32,612.26		Q217,943.22	
Columnas y riostras							
6.001	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	Q	3,206.59	Q	712.12	Q	3,918.71
6.002	W14X68	Q	23,496.43	Q	6,242.40	Q	29,738.83
6.003	W14X74	Q	8,523.21	Q	2,264.40	Q	10,787.61
Vigas							
6.004	W10X12	Q	19,446.61	Q	5,126.72	Q	24,573.33
6.005	W14X22	Q	10,524.25	Q	2,796.02	Q	13,320.27
6.006	W16X31	Q	15,492.84	Q	4,200.72	Q	19,693.56
6.007	W18X40	Q	11,426.25	Q	3,107.94	Q	14,534.19
Otros							
6.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
6.009	Placas y pernos de unión	Q	12,262.08	Q	1,725.91	Q	13,987.98
6.010	Consumibles	Q	15,311.16			Q	15,311.16
Costo total		Q1,198,152.79		Q	213,003.59	Q1,411,156.38	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. Costo total de edificio con aisladores sísmicos

núm.	Concepto	Costo material		Costo mano de obra		Costo total	
1.000	Estructura nivel aislado	Q173,548.58		Q147,877.10		Q430,107.08	
1.001	Pedestales de concreto	Q	53,998.98	Q	28,327.50	Q	82,326.48
1.002	Aisladores Sísmicos	Q	119,549.60	Q	119,549.60	Q	239,099.20
1.003	Deslizadores Sísmicos	Q	54,340.70	Q	54,340.70	Q	108,681.40
2.000	Estructura metálica primer nivel	Q232,830.58		Q42,433.10		Q275,263.68	
Columnas y riostras							
2.001	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	Q	4,509.34	Q	1,001.44	Q	5,510.78
2.002	W14X82	Q	9,444.64	Q	2,509.20	Q	11,953.84
2.003	W14X109	Q	36,904.07	Q	10,006.20	Q	46,910.27
Vigas							
2.004	W10X12	Q	15,205.36	Q	4,008.60	Q	19,213.96
2.005	W10X15	Q	6,219.64	Q	1,652.40	Q	7,872.04
2.006	W14X22	Q	11,318.21	Q	3,006.96	Q	14,325.17
2.006	W18X46	Q	16,201.12	Q	3,753.60	Q	19,954.72
2.007	W18X50	Q	26,250.00	Q	7,140.00	Q	33,390.00
Otros							
2.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
2.009	Placas y pernos de unión	Q	20,950.94	Q	2,918.68	Q	23,869.62
2.010	Consumibles	Q	20,185.71			Q	20,185.71
3.000	Estructura metálica segundo nivel	Q217,018.17		Q39,498.91		Q256,517.08	
Columnas y riostras							
3.001	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	Q	4,773.75	Q	1,060.16	Q	5,833.91
3.002	W14X82	Q	18,889.29	Q	5,018.40	Q	23,907.69
3.003	W14X109	Q	25,108.93	Q	6,670.80	Q	31,779.73
Vigas							
3.003	W10X12	Q	15,205.36	Q	4,008.60	Q	19,213.96
3.004	W10X15	Q	6,219.64	Q	1,652.40	Q	7,872.04
3.005	W14X22	Q	11,318.21	Q	3,006.96	Q	14,325.17
3.006	W18X40	Q	21,000.00	Q	5,712.00	Q	26,712.00
3.007	W18X46	Q	16,201.12	Q	3,753.60	Q	19,954.72

Continuación tabla XXXI.

Otros						
3.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q 72,077.56
3.009	Placas y pernos de unión	Q	15,771.94	Q	2,179.97	Q 17,951.91
3.010	Consumibles	Q	16,888.39			Q 16,888.39
4.000	Estructura metálica tercer nivel		Q194,590.16		Q33,615.69	Q228,205.85
Columnas y riostras						
4.001	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	Q	4,509.34	Q	1,001.44	Q 5,510.78
4.002	W14X53	Q	6,104.46	Q	1,621.80	Q 7,726.26
4.003	W14X68	Q	23,496.43	Q	6,242.40	Q 29,738.83
Vigas						
4.004	W10X12	Q	15,205.36	Q	4,008.60	Q 19,213.96
4.005	W10X15	Q	6,219.64	Q	1,652.40	Q 7,872.04
4.006	W14X22	Q	11,318.21	Q	3,006.96	Q 14,325.17
4.007	W18X35	Q	33,899.08	Q	7,854.00	Q 41,753.08
Otros						
4.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q 72,077.56
4.009	Placas y pernos de unión	Q	13,344.75	Q	1,792.07	Q 15,136.82
4.010	Consumibles	Q	14,851.34			Q 14,851.34
5.000	Estructura metálica cuarto nivel		Q178,094.00		Q30,592.18	Q208,686.18
Columnas y riostras						
5.001	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	Q	3,780.09	Q	839.49	Q 4,619.58
5.002	W14X53	Q	24,417.86	Q	6,487.20	Q 30,905.06
Vigas						
5.003	W10X12	Q	15,205.36	Q	4,008.60	Q 19,213.96
5.004	W10X15	Q	6,219.64	Q	1,652.40	Q 7,872.04
5.005	W14X22	Q	11,318.21	Q	3,006.96	Q 14,325.17
5.006	W16X26	Q	13,650.00	Q	3,712.80	Q 17,362.80
5.007	W18X35	Q	12,326.94	Q	2,856.00	Q 15,182.94
Otros						
5.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q 72,077.56
5.009	Placas y pernos de unión	Q	11,545.07	Q	1,592.71	Q 13,137.79
5.010	Consumibles	Q	13,989.29			Q 13,989.29

Continuación tabla XXXI.

6.000	Estructura metálica quinto nivel		Q152,326.76		Q25,535.58		Q177,862.35
Columnas y riostras							
6.001	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	Q	3,570.72	Q	792.99	Q	4,363.71
6.002	W14X38	Q	4,376.79	Q	1,162.80	Q	5,539.59
6.003	W14X53	Q	3,052.23	Q	810.90	Q	3,863.13
Vigas							
6.004	W10X12	Q	15,205.36	Q	4,008.60	Q	19,213.96
6.005	W10X15	Q	6,219.64	Q	1,652.40	Q	7,872.04
6.006	W14X22	Q	11,318.21	Q	3,006.96	Q	14,325.17
6.007	W16X26	Q	13,650.00	Q	3,712.80	Q	17,362.80
6.008	W16X31	Q	4,664.76	Q	1,264.80	Q	5,929.56
6.009	W18X35	Q	6,163.47	Q	1,428.00	Q	7,591.47
Otros							
6.010	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
6.011	Placas y pernos de unión	Q	9,068.06	Q	1,259.31	Q	10,327.37
6.012	Consumibles	Q	9,395.98			Q	9,395.98
7.000	Estructura metálica sexto nivel		Q168,233.36		Q29,397.54		Q197,630.90
Columnas y riostras							
7.001	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	Q	3,780.09	Q	839.49	Q	4,619.58
7.002	W14X38	Q	4,376.79	Q	1,162.80	Q	5,539.59
7.003	W14X53	Q	18,313.39	Q	4,865.40	Q	23,178.79
Vigas							
7.004	W10X12	Q	20,219.64	Q	5,330.52	Q	25,550.16
7.005	W14X22	Q	11,318.21	Q	3,006.96	Q	14,325.17
7.006	W16X26	Q	13,650.00	Q	3,712.80	Q	17,362.80
7.007	W16X31	Q	9,329.52	Q	2,529.60	Q	11,859.12
Otros							
7.008	Losacero calibre 22 + Fundición de concreto	Q	65,641.54	Q	6,436.03	Q	72,077.56
7.009	Placas y pernos de unión	Q	10,778.28	Q	1,513.95	Q	12,292.23
7.010	Consumibles	Q	10,825.89			Q	10,825.89
Costo total		Q	1,343,811.96	Q	376,120.46	Q	1,774,273.12

Fuente: elaboración propia.

10. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

10.1. Análisis modal espectral comparativo

Tras realizar el análisis modal espectral para la estructura con base fija y con base aislada se pudo realizar la comparación en ambas condiciones.

10.1.1. Cortante basal

Se muestra el resumen de los valores obtenidos del cortante basal por medio del análisis modal espectral.

Tabla XXXII. Resumen análisis modal espectral de cortante basal

Dato	Base fija		Base aislada	
	Sentido x	Sentido y	Sentido x	Sentido y
Cortante basal (kN)	1,687.80	2,600.31	1,490.75	2,426.62
Ws (kN)	24,154.03	24,154.03	11,993.67	11,993.67
% cortante basal	6.99 %	10.77 %	12.43 %	20.23 %

Fuente: elaboración propia.

Tras haber obtenido los datos del análisis de ambas estructuras se puede realizar la comparación del cortante basal transmitido a la super estructura del edificio tanto de base fija como del edificio aislado. Se observa que el porcentaje de cortante basal de la base aislada es igual al coeficiente de diseño sísmico, C_s , determinado por el método de carga estática equivalente para el modelo de base

fija, lo cual indica que el aislador se diseñó de manera adecuada y la correcta calibración del modelo.

Al analizar los resultados se logra observar que el cortante generado en la base aislada es menor al cortante en la base fija, debido a que el cortante mostrado para la base aislada es el cortante máximo relacionado con el desplazamiento de diseño, mientras que el cortante de la base fija es la carga de cedencia, las cuales son determinadas por medio del análisis modal espectral calibrado al 85 % del estático equivalente.

10.1.2. Deformaciones laterales y derivas

Por medio del análisis modal espectral y el factor de incremento de desplazamiento elástico, C_d , fue posible determinar las deformaciones laterales a cedencia de la edificación de base fija. Comparando los resultados obtenidos con relación a la deformación máxima permitida de 36 cm, se pudo determinar que el edificio cumple con los requisitos establecidos por la NSE 3.

Para el caso de las deformaciones laterales del edificio de base aislada, no se tomó en consideración el factor C_d , puesto que los resultados del análisis modal espectral representan las deformaciones laterales últimas, considerando que es el sistema de aislamiento el elemento estructural que desempeña en el rango plástico y no la estructura principal.

Tendiendo los valores de ambas edificaciones, se puede observar que en los niveles superiores de la estructura de base fija se obtiene una deformación 4 veces más grande que la deformación presentada en la estructura con base aislada.

Tabla XXXIII. Resumen análisis elástico de deformación lateral

Nivel	Sentido x (cm)		Sentido y (cm)	
	Base fija	Base aislada	Base fija	Base aislada
1	3.53	2.85	0.85	0.52
2	6.22	5.23	2.17	1.98
3	8.51	7.42	3.51	3.01
4	10.54	9.47	5.12	4.27
5	12.17	11.13	6.61	5.41
6	13.27	12.23	7.94	6.48

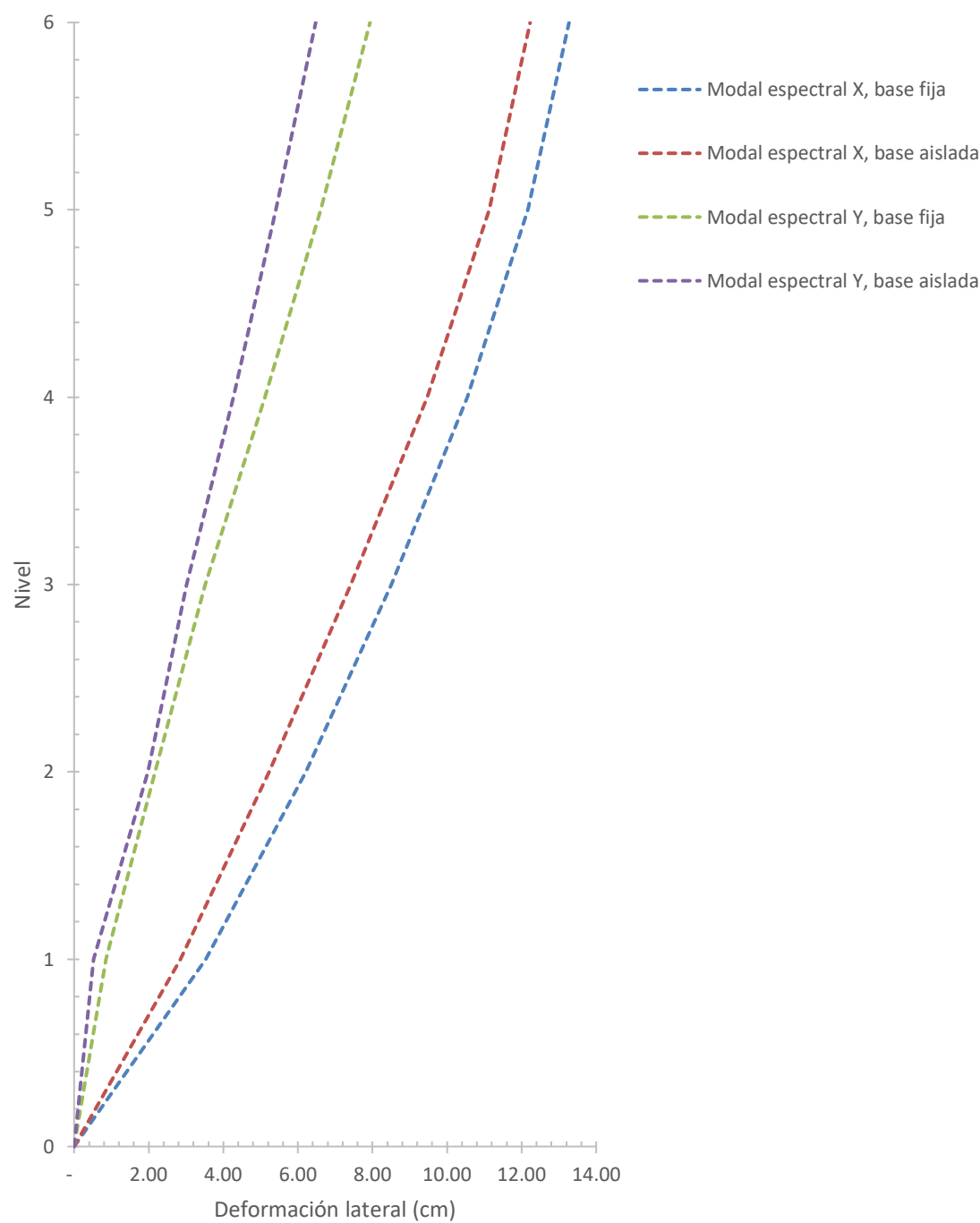
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. Resumen análisis elástico de derivas de piso

Nivel	Sentido x		Sentido y	
	Base fija	Base aislada	Base fija	Base aislada
1	0.0118	0.0174	0.0028	0.0151
2	0.0090	0.0080	0.0044	0.0049
3	0.0079	0.0075	0.0044	0.0035
4	0.0074	0.0073	0.0054	0.0043
5	0.0063	0.0061	0.0051	0.0040
6	0.0044	0.0042	0.0045	0.0037

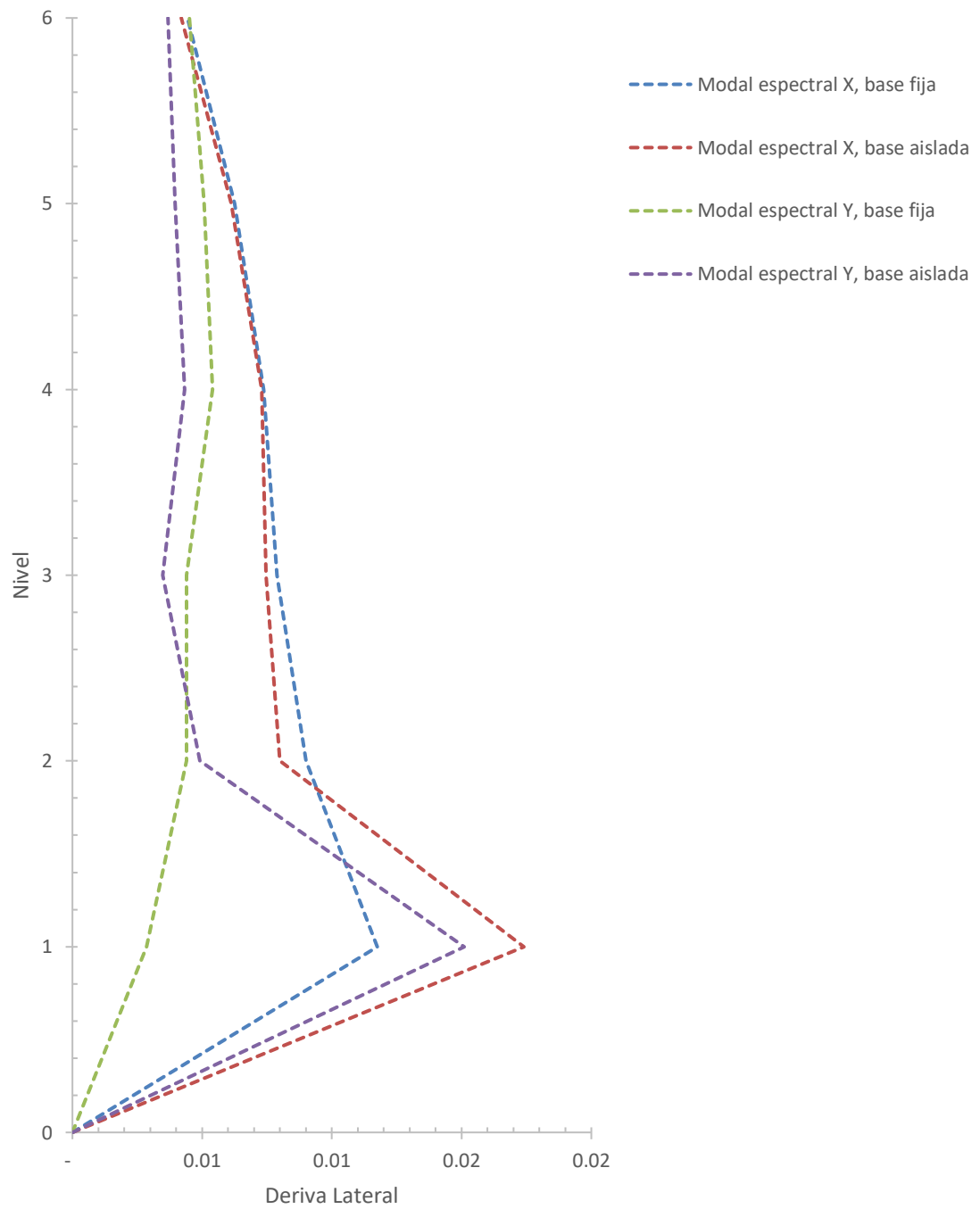
Fuente: elaboración propia.

Figura 49. **Resumen análisis modal espectral de deformación lateral**



Fuente: elaboración propia.

Figura 50. **Resumen análisis modal espectral de derivas de piso**



Fuente: elaboración propia.

10.2. Análisis de historial de respuesta no lineal comparativo

De igual manera, tras haber realizado el análisis de historial de respuesta no lineal para ambos tipos de base, fue posible realizar su comparación.

10.2.1. Cortante basal

Se muestra los valores del cortante basal por medio del análisis inelástico.

Tabla XXXV. Resumen análisis inelástico de cortante basal

Dato	Base fija		Base aislada	
	Sentido x	Sentido y	Sentido x	Sentido y
Cortante basal (kN)	3,410.18	7,016.86	2,279.60	2,345.04
Ws (kN)	24,154.03	24,154.03	11,993.67	11,993.67
% cortante basal	14.12 %	29.05 %	19.01 %	19.5 5 %

Fuente: elaboración propia.

Obteniendo los resultados del análisis tiempo-historia y comparando con el análisis modal espectral, se puede observar un incremento del 460 % del cortante basal del modelo de base fija y un incremento del 150 % del cortante basal del modelo de base aislada.

Es importante resaltar que, el sismo empleado dentro del análisis modal espectral se considera ordinario para efectos del uso y ubicación de la estructura y el cortante basal está calibrado a este sismo ordinario. Ahora bien, para el caso del análisis de historial de respuesta no lineal los registros sísmicos se escalaron al sismo extremo según el código.

Debido a esta analogía, es de gran importancia comparar ambas condiciones de la base con respecto al análisis empleado, esto quiere decir que, es correcto comparar el edificio con base fija y base aislada con los resultados del análisis de historial de tiempo no lineal.

10.2.2. Deformaciones laterales y derivas

Se muestra los valores de deformaciones laterales y derivas por medio del análisis inelástico.

Tabla XXXVI. Resumen análisis inelástico de deformación lateral

Nivel	Sentido X (cm)		Sentido Y (cm)	
	Base fija	Base aislada	Base fija	Base aislada
1	2.88	3.21	3.16	3.21
2	7.08	5.40	7.65	5.41
3	11.28	7.14	12.05	7.15
4	14.94	8.43	15.85	8.47
5	18.10	9.38	19.23	9.45
6	20.60	10.12	22.05	10.25

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVII. Resumen análisis inelástico de derivas de piso

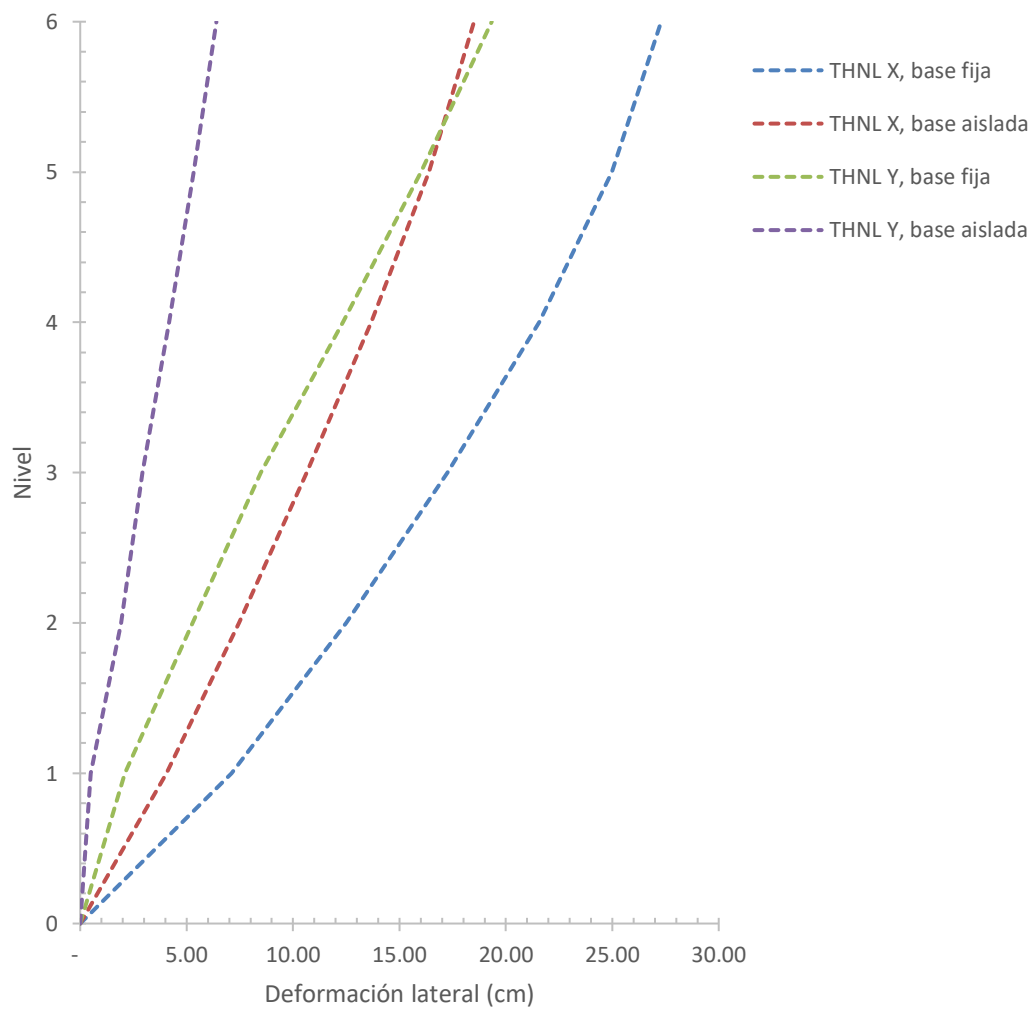
Nivel	Sentido X		Sentido Y	
	Base fija	Base aislada	Base fija	Base aislada
1	0.0096	0.0071	0.0105	0.0071
2	0.0140	0.0073	0.0150	0.0073
3	0.0140	0.0058	0.0147	0.0058
4	0.0122	0.0043	0.0127	0.0044

Continuación tabla XXXVII.

5	0.0105	0.0032	0.0113	0.0033
6	0.0083	0.0025	0.0094	0.0027

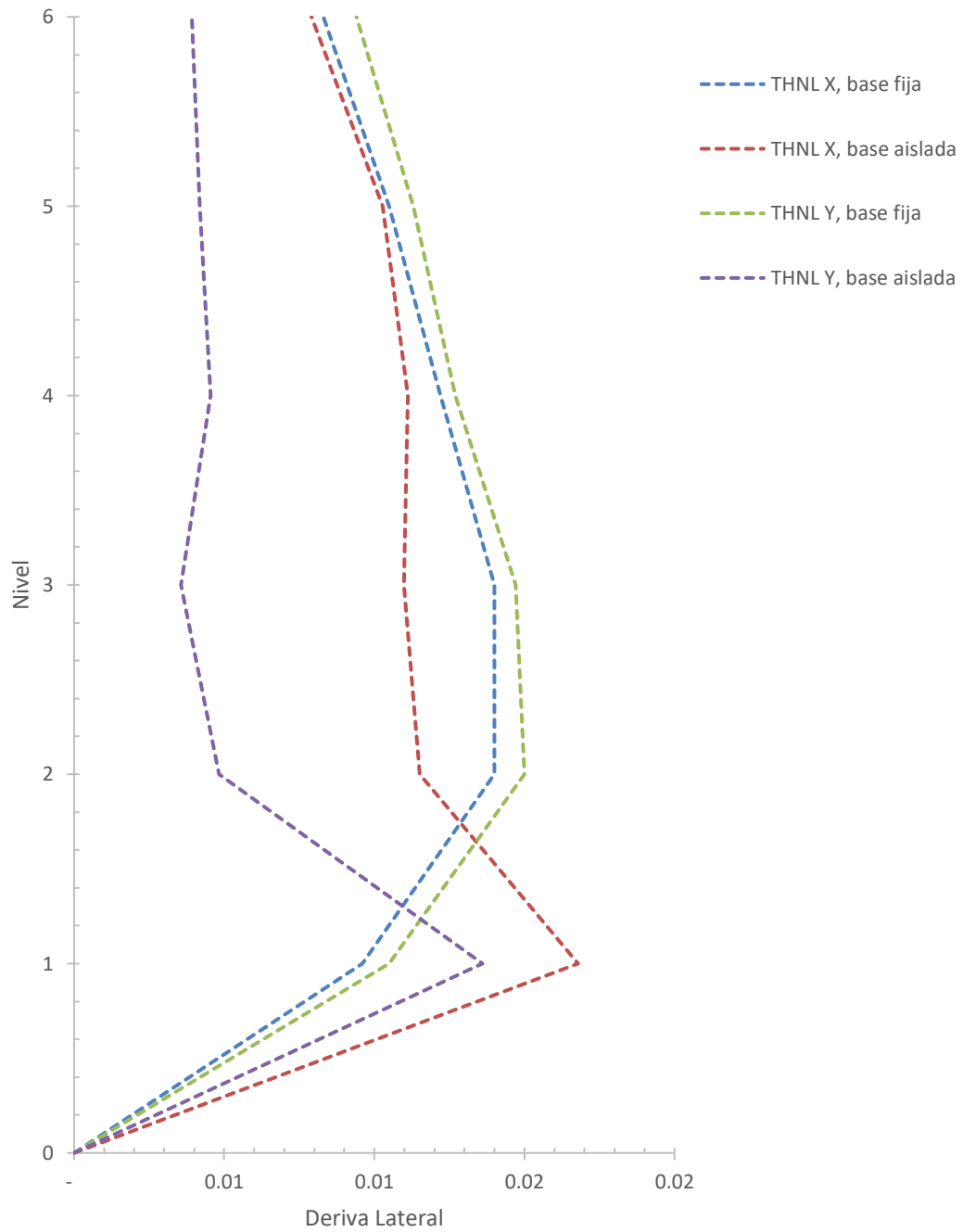
Fuente: elaboración propia.

Figura 51. **Resumen análisis inelástico de deformaciones laterales**



Fuente: elaboración propia.

Figura 52. **Resumen análisis inelástico de derivas de piso**



Fuente: elaboración propia.

Tras determinar los resultados de las deformaciones laterales para el edificio de base fija y base aislada, se puede observar que las deformaciones laterales resultantes en el edificio con base fija, equivalen a aproximadamente el doble de las deformaciones laterales del modelo con base aislada. A pesar, de obtener resultados elevados en las deformaciones laterales del edificio con base fija, se observa que en ningún nivel sobrepasan estas a las deformaciones límites requeridas dentro del código.

10.2.3. Objetivo de desempeño

Dentro del modelo elaborado en ETABS para el análisis inelástico de base fija, fue necesario introducir las rótulas plásticas de los elementos principales según la normativa del AISC, esto con el fin de evaluar los efectos de no linealidad que ocurren durante un sismo, basado en la normativa FEMA 356 se definieron los valores del comportamiento de los elementos según su material para establecer la gráfica de momento curvatura de cada rótula plástica.

Con base al capítulo 2 de la norma ASCE 41-17, se determinaron los niveles de desempeño en función de las relaciones momento-curvatura de cada rótula plástica, los cuales se describen a continuación:

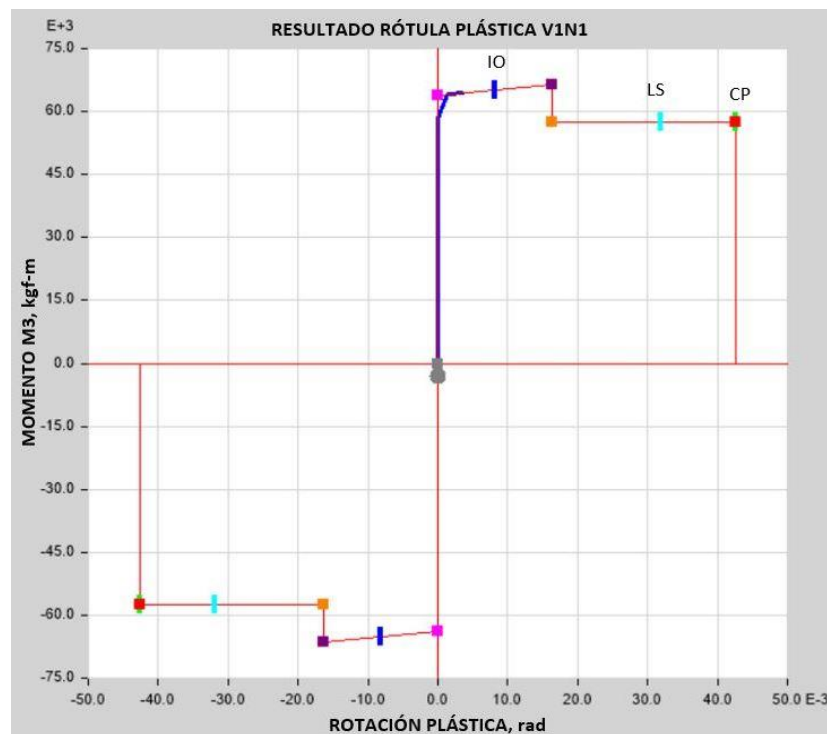
- *Collapse prevention* (prevención de colapso): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene componentes dañados y continúa soportando la carga de gravedad, pero no tiene ningún margen contra el colapso.
- *Life safety* (seguridad humana): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene componentes dañados,

pero conserva un margen de seguridad contra el inicio de un colapso parcial o total.

- *Immediate occupancy* (ocupación inmediata): Es definido como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura sigue siendo seguro para ocupar y conserva la fuerza y rigidez que tenía previo al evento sísmico.

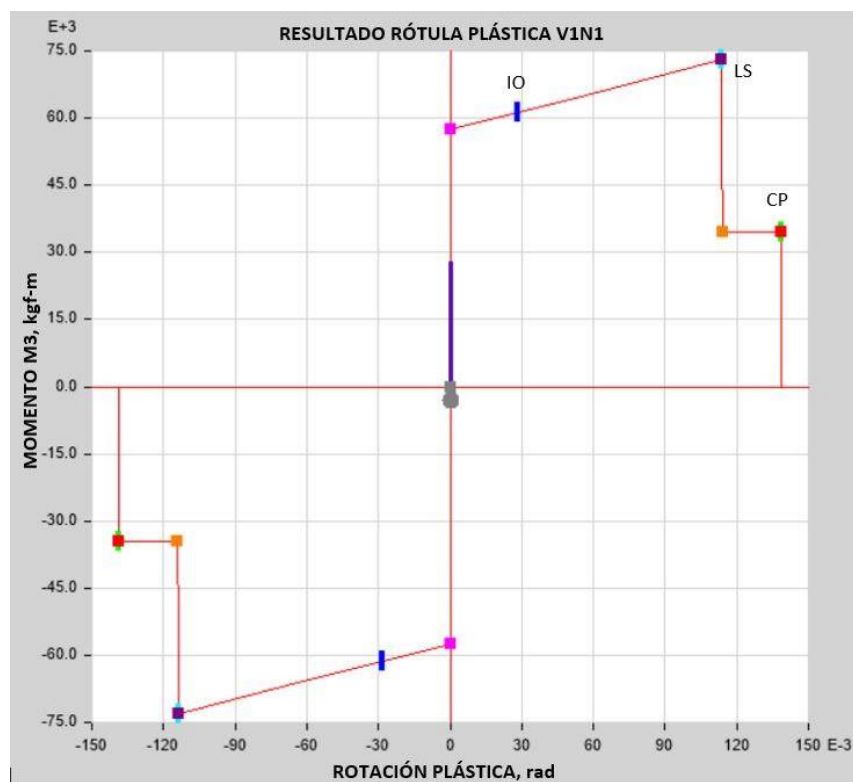
Observando esto, fue posible obtener el desempeño alcanzado en ambas estructuras comparando el comportamiento de la misma viga sometida a ambos casos de tipo de base.

Figura 53. **Diagrama momento-curvatura (edificio base fija)**



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

Figura 54. Diagrama momento-curvatura (edificio base aislada)



Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa ETABS.

Tabla XXXVIII. Resumen análisis inelástico de objetivos de desempeño

Nivel de daño	Base fija			Base aislada		
	Vigas eje x	Vigas eje y	Columnas	Vigas eje x	Vigas eje y	Columnas
CP	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %
LS	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %
IO	2.98 %	0.40 %	0.89 %	0.00 %	0.00 %	0.15 %
Fluencia	66.87 %	46.63 %	12.95 %	22.62 %	69.44 %	6.40 %

Fuente: elaboración propia.

10.3. Comparación de costos

Al realizar el análisis comparativo de costos que resultaron de las dos condiciones de base del edificio, se logró determinar la diferencia que existe en ambos diseños en cuestión de costos, dicha comparación se muestra en la siguiente tabla.

Tabla XXXIX. **Comparación de costos por alternativa**

Elemento	Base fija	Base aislada	Diferencia
Pedestales aisladores	Q -	Q 82,326.48	-Q 82,326.48
Columnas y riostras	Q 305,302.50	Q 251,501.10	Q 53,801.41
Vigas	Q 475,146.43	Q 481,347.23	-Q 6,200.80
Losas y otros	Q 630,707.45	Q 611,317.71	Q 19,389.73
Aisladores	Q -	Q 239,099.20	-Q 239,099.20
Deslizadores	Q -	Q 108,681.40	-Q 108,681.40
Total	Q1,411,156.38	Q1,774,273.12	-Q 363,116.74

Fuente: elaboración propia.

Tras determinar una diferencia de Q 363,116.74 entre el edificio de base fija y el edificio de base aislada, fue posible determinar la relación de incremento que presenta una estructura al implementar un sistema de aislación dentro del proyecto, obteniendo un incremento total de la estructura de 25.73 % en los costos para su construcción.

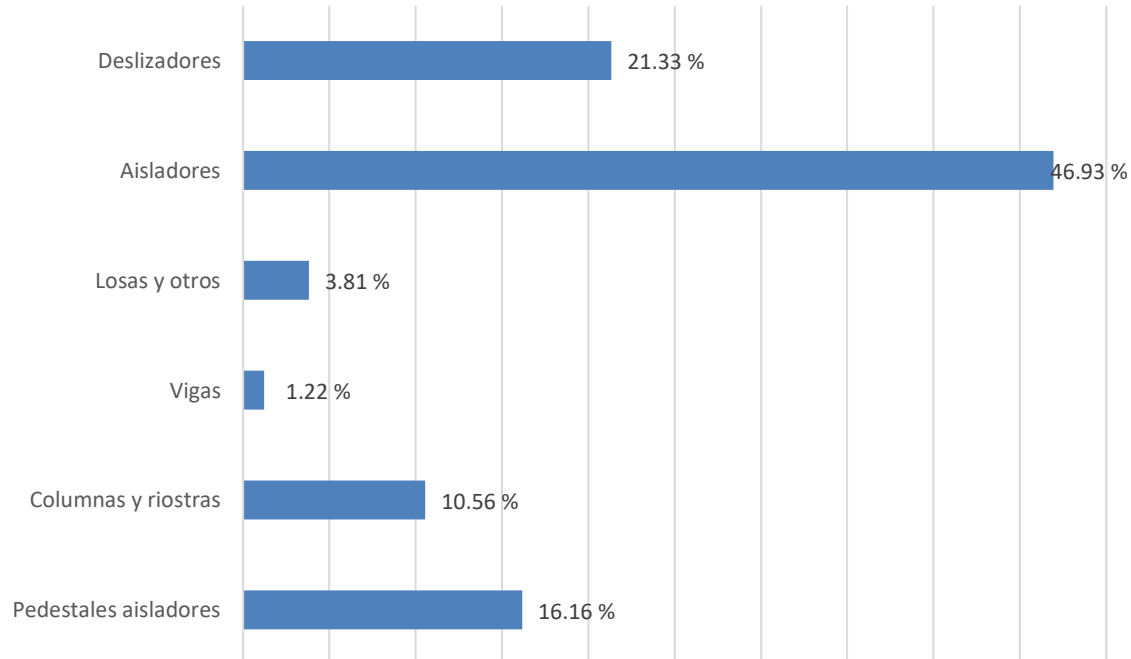
Con esto, se desglosa la tabla anterior a manera de poder observar la variación de costos que se obtienen en cada elemento que conforman las distintas estructuras, esto para poder tener un mejor punto de análisis.

Tabla XL. **Distribución del sobrecosto**

Elemento		Costo	% sobrecosto
Pedestales aisladores	Q	82,326.48	16.16 %
Columnas y riostras	Q	53,801.41	10.56 %
Vigas	Q	6,200.80	1.22 %
Losas y otros	Q	19,389.73	3.81 %
Aisladores	Q	239,099.20	46.93 %
Deslizadores	Q	108,681.40	21.33 %
Total	Q	509,499.02	100.00 %

Fuente: elaboración propia.

Figura 55. **Distribución del sobrecosto**



Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Tras aplicar el procedimiento y parámetros establecidos en las normas nacionales AGIES NSE y las normas internacionales ASCE 7-16 y AISC, fue posible realizar el diseño estructural del edificio con base fija y base aislada, cumpliendo los requisitos necesarios para las estructuras de acero.
2. Desarrollando el análisis de tiempo-historia se determinó que la estructura de base fija presenta un cortante basal 47.60 % mayor con respecto al cortante basal de un edificio con base aislada en el sentido X y 199.22 % mayor en el sentido Y.
3. La implementación de la metodología BIM dentro del campo estructural es de gran beneficio, puesto que con esto se determinó que los costos de la estructura de base aislada tienen un incremento del 25.73 % y se obtuvo una reducción con relación al peso de la estructura del 7.32 % con respecto al edificio de base fija, derivado de esta analogía se concluye que el uso de aislación sísmica en cuanto al costo a lo largo de su vida útil se obtiene un mayor costo-beneficio que una edificación con base fija.
4. Por medio del análisis de historial de respuesta no lineal se demostró el desempeño estructural de ambos edificios según el tipo de base considerada, con lo que se demostró que el edificio con base fija logra la ocupación inmediata según el objetivo de desempeño y el edificio con base aislada logra un objetivo de operación continua.

RECOMENDACIONES

1. Continuar con investigaciones del presente tipo, con el fin de conocer el desempeño estructural entre edificaciones con base fija y base aislada empleando distintos sistemas estructurales según NSE 3 y obtener los beneficios de cada uno ante un evento sísmico.
2. Tomar en consideración una evaluación más detallada a los diseños propuestos, esto para poder tener un criterio distinto y poder volver más eficientes las estructuras desarrolladas, con el objetivo de mejorar su desempeño estructural, costos, fabricación y montaje.
3. Utilizar programas de diseño, modelado 3D y coordinación que posean interoperabilidad entre ellos, esto para obtener procesos de intercambio de información más eficientes y poder prever cualquier complicación durante el desarrollo del proyecto y poderle dar solución antes de su construcción, así como para obtener información de materiales y tiempos de ejecución más exactos.
4. Tomar en cuenta la densificación de la red sísmica nacional con el fin de obtener registros propios de Guatemala y tener acceso a dichos registros para poder emplearlos a los análisis correspondientes.

REFERENCIAS

1. AGIES. (2018). Demandas estructurales y condiciones de carga. Ciudad de Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
2. AGIES. (2018). *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala*. Ciudad de Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
3. AISC. (2016). *Provisiones sísmicas para edificios estructurales de acero*. Illinois: American Institute of Steel Construction.
4. American Institute of Steel Construction. (2016). AISC 358-16 Prequalified connections. En American Institute of Steel Construction, *AISC 358-16 Prequalified connections* (pág. 338). Estados Unidos: AISC.
5. American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 360-16 Especificaciones para construcciones en acero*. Estados Unidos: AISC.
6. American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *ASCE 7-16 Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.

7. American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 41-17 Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
8. Arevalo, L. (2019). Metodología BIM en Guatemala: retos y beneficios. *Revista Construir*.
9. Bridgestone. (09 de septiembre de 2020). *Bridgestone*. Recuperado de https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/method.html
10. Bündnis Entwicklung Hilft. (2019). World Risk Report 2019. 49-59.
11. Cando, F., Rocano, C., Sarmient, J. y Guilcazo, O. (2012). *Aislación sísmica de un edificio (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional)*. (Tesis de maestría). Universidad Central del Ecuador, Ecuador. Recuperado de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/154>
12. Chacón, D. y Cuervo, G. (2017). *Implementación de la metodología BIM para elaborar proyectos mediante el software Revit*. (Tesis de licenciatura). Universidad de Carabobo, Venezuela. Recuperado de <http://mriuc.bc.uc.edu.ve/handle/123456789/6952>
13. Charleson, A. (2017). *Seismic Isolation for architects*. New York: Routledge.

14. Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers.
15. Ganji, M. y Kazem, H. (2017). *Comparing seismic performance of steel structures equipped with viscous dampers and lead rubber bearing base isolation under near-field earthquake*. Tehran: Civil Engineering Journal.
16. Griffith M., Aiken I. y Kelly J. (1988). *Experimental evaluation of seismic isolation of a 9 story braced steel frame subject to uplift*. (Tesis de maestría). Universidad de California, Estados Unidos. Recuperado de <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/NSF/PB91217968.pdf>
17. Jordán, W. (2020). *Estudio comparativo del proceso constructivo entre un edificio sismo-resistente y un edificio sísmicamente aislado de concreto reforzado de marcos a momento utilizando metodología BIM*. (Tesis de licenciatura). Universidad Rafael Landívar, Guatemala.
18. Kymmell, W. (2008). *Building Information Modeling*. Estados Unidos: McGraw Hill.
19. Lird, C. (2017). *Oportunidades y desafíos en el uso de BIM para apoyar el seguimiento y pago de subcontratos de obras*. (Tesis de licenciatura). Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile. Recuperado de <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/21382>

20. Mahin, S. (2017, enero 9). Resilience by design: A structural engineering perspective. *16th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile.
21. Martelli, A. (2012). *Recent Worldwide application of seismic isolation and energy dissipation and conditions for their correct use*. Lisboa, Portugal: World Conference on Earthquake Engineering.
22. Montiel F., Hermoso, M. y Terrados, J. (2020). *Sustainability and energy efficiency: BIM 6D. Study of the BIM methodology applied to Hospital buildings*. España: Universidad de Jaén.
23. Pirir, J. (2017). *Consideraciones para el diseño estructural de edificios de acero, utilizando Marcos Especiales a Momento (SMF) y Marcos Especiales con Breizas Concéntricas (SCBF)*. (Tesis de maestría). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
24. Ramírez, J. (2018). *Comparación entre metodologías Building Information Modeling (BIM) y metodologías tradicionales en el cálculo de cantidades de obra y elaboración de presupuestos*. (Tesis de licenciatura). Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Colombia. Recuperado de <https://repository.udistrital.edu.co/handle/11349/7820>
25. Research Gate. (14 de septiembre de 2021). *Concepto del modelo bilineal de aislado LRB*. Recuperado de https://www.researchgate.net/figure/Concept-of-bilinear-model-of-LRB_fig1_342324350

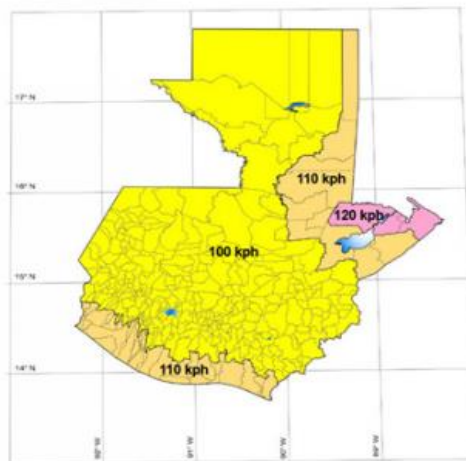
26. Sabelli, R. (2013). Seismic Design of Steel Special Special Concentrically Braced Frame Systems. *NEHRP*, 36.
27. Sonda. (11 de septiembre de 2020). *7 grandes beneficios del BIM*. Obtenido de <https://www.sonda-mco.com/novedad/novedades-7-grandes-beneficios-de-bim>
28. United BIM. (2020, septiembre 11). *BIM Dimensions 3D, 4D, 5D, 6D and 7D*. Retrieved from <https://www.united-bim.com/what-are-bim-dimensions-3d-4d-5d-6d-7d-bim-explained-definition-benefits/>
29. Wang, Y. (2002). *Fundamentals of Seismic Base Isolation*. (N. S. Council, Ed.) Hsinchu, Taiwan: National Center for Research on Earthquake Engineering.

APÉNDICES

Apéndice 1. Integración carga de viento

ACCIONES DEL VIENTO

1. VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO



Municipio
Guatemala

$v_s = 100.00$ *kph*

2. DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO

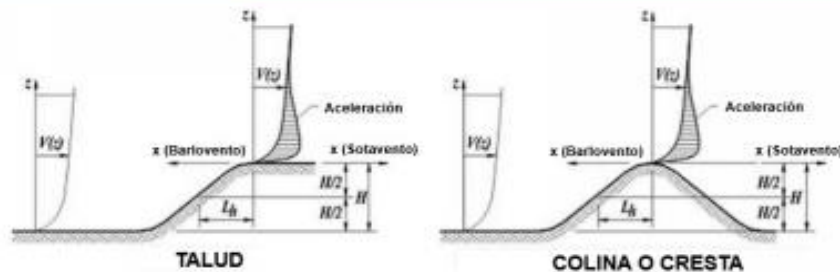
FACTOR DE DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO K_d	
TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR K_d
Edificios-Sistema principal resistente al viento	0.85

Continuación apéndice 1.

3.2. CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN

Exposición B	Para edificios u otras estructuras con una altura media del techo menor o igual a 30 pies (9.1 m), la Exposición B se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo, según la definición de Rugosidad de la superficie B, prevalezca en la dirección contra el viento para una distancia mayor de 1,500 pies (457 m). Para edificios u otras estructuras con una altura de techo media superior a 30 pies (9.1 m), se aplicará la Exposición B donde la Rugosidad de la Superficie B prevalezca en dirección contra el viento para una distancia mayor de 2600 pies (792 m) o 20 veces la altura de la edificio o estructura, la que sea mayor.
Exposición C	La exposición C se aplicará a todos los casos en los que no se aplique la exposición B o D.
Exposición D	La exposición D se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo, según la definición de rugosidad de la superficie D, prevalezca en dirección contra el viento para una distancia mayor de 5,000 pies (1,524 m) o 20 veces la altura del edificio o estructura, lo que sea mayor. La exposición D también se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo inmediatamente a barlovento del sitio sea B o C, y el sitio esté a una distancia de 600 pies (183 m) o 20 veces la altura del edificio o la estructura, lo que sea mayor, de una exposición. Condición D como se definió en la oración anterior.

4. EFECTO TOPOGRÁFICO



Dónde:

H = Altura de la colina o talud relativo al barlovento del terreno (ft)

K_1 = Factor por forma de la topografía

K_2 = Factor de reducción de la velocidad en la cresta a barlovento o sotavento

K_3 = Factor de reducción de la velocidad con la altura sobre el terreno local

L_h = Distancia a barlovento de la cresta donde la diferencia de altura es la mitad de la altura de la colina o talud (ft)

Continuación apéndice 1.

x = Distancia (barlovento o sotavento) desde la cresta al sitio de la estructura (ft)

z = Altura sobre la superficie del suelo al sitio de la estructura (ft)

μ = Factor de atenuación horizontal

γ = Factor de atenuación de altura

	K1/(H/Lh)				μ	
	Exposición					
Forma de la colina	A	B	C	Y	Barlovento	Sotavento
Cresta en 2 direcciones	1.30	1.45	1.55	3.00	1.50	1.50
Talud en 2 direcciones	0.75	0.85	0.95	2.50	1.50	4.00
Colinas en 3 direcciones	0.95	1.05	1.15	4.00	1.50	1.50

4.1. PARÁMETROS

$$x := 500 \text{ ft} \quad \mu := 1.5 \quad L_h := 2 \text{ ft} \quad \gamma := 3 \quad z := 18 \text{ m} = 59.055 \text{ ft}$$

$$K_1 := 1.55$$

$$K_2 := \left(1 - \frac{|x|}{\mu \cdot L_h} \right) = -165.667$$

$$K_3 := e^{-\frac{\gamma \cdot z}{L_h}} = 0.00000$$

4.2. FACTOR TOPOGRÁFICO

$$K_{zt} := (1 + K_1 \cdot K_2 \cdot K_3)^2 = 1.00$$

5. COEFICIENTE DE PRESIÓN DE VELOCIDAD POR EXPOSICIÓN

5.1. COEFICIENTE DE ELEVACIÓN DEL TERRENO K_e

$$z_g := 5020 \text{ ft} \quad \text{Altura sobre el nivel del mar}$$

$$K_e := e^{\frac{-0.0000362}{ft} \cdot z_g} = 0.834$$

NOTA: Es permitido tomar el coeficiente con valor 1.00 en todos los casos.

Continuación apéndice 1.

5.2. COEFICIENTE DE PRESIÓN DE VELOCIDAD K_h - K_z

Tipo de Exposición	C	
Altura estructura (m)	Altura acumulada estructura (m)	Factor K_h
3.00	3.00	0.8500
3.00	6.00	0.8967
3.00	9.00	0.9773
3.00	12.00	1.0361
3.00	15.00	1.0867
3.00	18.00	1.1300

$$z_g := 274.32 \text{ m} \quad \alpha := 9.5$$

$$K_h = \begin{bmatrix} 0.85 \\ 0.897 \\ 0.977 \\ 1.036 \\ 1.087 \\ 1.13 \end{bmatrix}$$

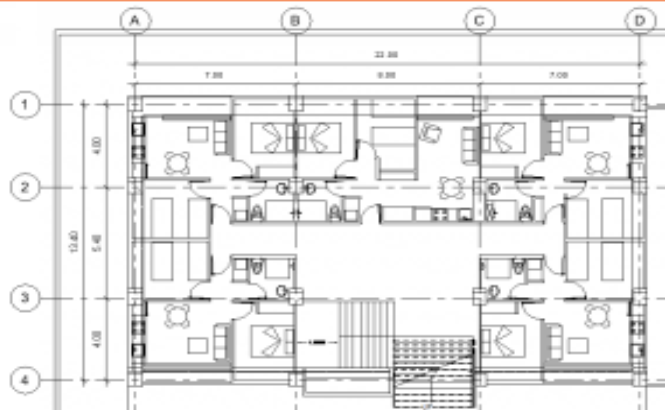
$$K_z := 2.01 \cdot \left(\frac{15}{\frac{z_g}{\text{m}}} \right)^{\frac{2}{\alpha}} = 1.09$$

6. PRESIÓN DE VELOCIDAD

$$q_z := \frac{0.613}{\frac{\text{m}^3}{\text{kg}}} \cdot K_h \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot K_e \cdot v s^2$$

$$q_h := \frac{0.613}{\frac{\text{m}^3}{\text{kg}}} \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot K_e \cdot v s^2 = 365.451 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

7. LIMITACIONES FRECUENCIA NATURAL



$$L_x := \begin{bmatrix} 22 \\ 22 \\ 22 \\ 22 \\ 22 \\ 22 \end{bmatrix} \text{ m} \quad L_y := \begin{bmatrix} 13.4 \\ 13.4 \\ 13.4 \\ 13.4 \\ 13.4 \\ 13.4 \end{bmatrix} \text{ m}$$

if ($z < 300 \text{ ft}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$$L_{effx} := \frac{\sum_{i=1}^6 h s_i \cdot L x_i}{\sum_{i=1}^6 h s_i} = 22 \text{ m}$$

$$L_{effy} := \frac{\sum_{i=1}^6 h s_i \cdot L y_i}{\sum_{i=1}^6 h s_i} = 13.4 \text{ m}$$

if ($z < 4 \cdot L_{effx}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($z < 4 \cdot L_{effy}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Continuación apéndice 1.

7.1. FRECUENCIA NATURAL APROXIMADA (Eje X)

$$n_a := \frac{75 \text{ ft}}{z} \text{ Hz} = 1.27 \text{ Hz}$$

if($n_a < 1 \text{ Hz}$, "Flexible", "Rígida") = "Rígida"

7.2. FRECUENCIA NATURAL APROXIMADA (Eje Y)

$$n_a := \frac{22.2 \text{ ft}^{\frac{4}{5}}}{z^{0.8}} \text{ Hz} = 0.85 \text{ Hz}$$

if($n_a < 1 \text{ Hz}$, "Flexible", "Rígida") = "Flexible"

8. FACTOR DE RÁFAGA

$$G := 0.85 \quad \text{ASCE Cap 26.11.1}$$

9. COEFICIENTE PRESIÓN INTERNA

$$GC_{pih} := 0.18 \quad GC_{pis} := -0.18$$

10. COEFICIENTE PRESIÓN EXTERNA

$$C_{peh} := 0.80 \quad C_{pes} := -0.30$$

11. PRESIÓN DE DISEÑO PARA VIENTO

$$p_h := q_z \cdot G \cdot C_{peh} - q_h \cdot GC_{pih} = \begin{bmatrix} 127.986 \\ 138.624 \\ 157.013 \\ 170.416 \\ 181.937 \\ 191.815 \end{bmatrix} \text{ Pa} \quad p_h = \begin{bmatrix} 13.051 \\ 14.136 \\ 16.011 \\ 17.378 \\ 18.552 \\ 19.56 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$p_s := q_h \cdot G \cdot C_{pes} - q_h \cdot GC_{pis} = -27.409 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad p_s = -2.795 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

11.1 PRESIÓN DE VIENTO EJE 1 - EJE 4

$$p_h \cdot 2.00 \text{ m} = \begin{bmatrix} 26.102 \\ 28.271 \\ 32.022 \\ 34.755 \\ 37.105 \\ 39.119 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad p_s \cdot 2.00 \text{ m} = -5.59 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Continuación apéndice 1.

11.2 PRESIÓN DE VIENTO EJE 2 - EJE 3

$$p_b \cdot 4.70 \text{ m} = \begin{bmatrix} 61.339 \\ 66.438 \\ 75.251 \\ 81.675 \\ 87.196 \\ 91.931 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad p_s \cdot 4.70 \text{ m} = -13.136 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

11.3 PRESIÓN DE VIENTO EJE A - EJE D

$$p_b \cdot 3.50 \text{ m} = \begin{bmatrix} 45.678 \\ 49.475 \\ 56.038 \\ 60.822 \\ 64.933 \\ 68.459 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad p_s \cdot 3.50 \text{ m} = -9.782 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

11.4 PRESIÓN DE VIENTO EJE B - EJE C

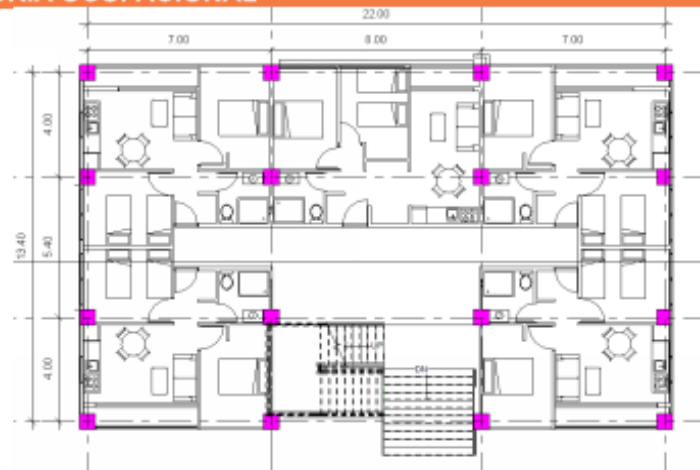
$$p_b \cdot 7.50 \text{ m} = \begin{bmatrix} 97.882 \\ 106.018 \\ 120.082 \\ 130.332 \\ 139.143 \\ 146.698 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad p_s \cdot 7.50 \text{ m} = -20.962 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Mathcad.

Apéndice 2. Integración carga de sismo

INTEGRACIÓN CARGA DE SISMO

1. CATEGORÍA OCUPACIONAL



PLANTA TÍPICA

$$Lx := 22.00 \text{ m}$$

$$Ly := 13.40 \text{ m} \quad A_{\text{piso}} := 22 \text{ m} \cdot 13.4 \text{ m} = 294.8 \text{ m}^2 \quad A_{\text{tpiso}} := 6 \cdot A_{\text{piso}} = 1768.8 \text{ m}^2$$

$$FCO := 21 \text{ m}^2$$

$$\text{TipoObra} := \frac{A_{\text{tpiso}}}{FCO} = 84.229 \text{ Personas} \quad < 300 \text{ personas, Categoría Ordinaria}$$

2. ÍNDICE DE SISMICIDAD

$$I_0 := 4.10 \quad S_{cr} := 1.53 \quad S_{1r} := 0.68 \quad TL := 2.69$$

3. NIVEL DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Protección D, Probabilidad de exceder el sismo de diseño 10% en 50 años.

4. CLASIFICACIÓN DE SITIO

Clase C, suelo firme

5. ESPECTRO GENÉRICO PARA DISEÑO

5.1 COEFICIENTES DE SITIO F_a - F_v

$$F_a := 1.0$$

$$F_v := 1.0$$

Continuación apéndice 2.

5.2 AJUSTE POR CLASE DE SITIO

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_g = 1.53$$

$$S_{ls} := S_{lr} \cdot F_v = 0.68$$

5.3 PERIODO DE VIBRACIÓN DE TRANSICIÓN

$$T_s := \frac{S_{ls}}{S_{cs}} = 0.444$$

$$T_0 := 0.20 \cdot T_s = 0.089$$

$$TL = 2.69$$

5.4 CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS DEL ESPECTRO

$$K_d := 0.66$$

Sismo ordinario, 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

$$S_{cd} := K_d \cdot S_{cs} = 1.01$$

$$S_{ld} := K_d \cdot S_{ls} = 0.449$$

$$AMS_d := 0.40 \cdot S_{cd} = 0.404$$

Aceleración máxima del suelo

$$S_{vd} := 0.20 \cdot S_{cd} = 0.202$$

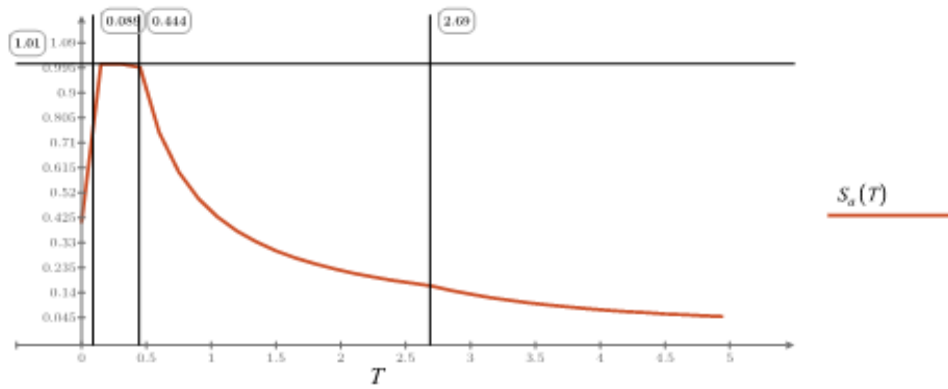
Sismo vertical

6. ESPECTRO GENÉRICO PROBABLE

$$T_{max} := 5.00$$

$$T := 0, 0.15 \dots T_{max}$$

$$S_a(T) := \text{if} \left(T < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right), \text{if} \left(T \leq T_s, S_{cd}, \text{if} \left(T < TL, \frac{S_{ld}}{T}, \frac{S_{ld}}{T^2} \cdot TL \right) \right) \right)$$



Continuación apéndice 2.

CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE - BASE FIJA

1. SISTEMAS SISMO RESISTENTES

1.1 MARCOS RESISTENTES A MOMENTO DE ALTA DUCTILIDAD (EJE X)

$$R_x := 8.00 \quad \Omega_x := 3.00$$

$$C_{dx} := 5.50$$

1.2 RIOSTRAS CONCÉNTRICAS DE ALTA DUCTILIDAD (EJE Y)

$$R_y := 6.00 \quad \Omega_y := 2.00$$

$$C_{dy} := 5.00$$

2. PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$$k_{tx} := 0.072 \quad x_z := 0.80 \quad h_n := 18.00$$

$$k_{ty} := 0.072 \quad x_y := 0.75 \quad k_d := 0.66$$

$$T_{ax} := k_{tx} \cdot (h_n)^{x_z} = 0.727 \quad T_{ay} := k_{ty} \cdot (h_n)^{x_y} = 0.629$$

$$S_a T_x := \text{if} \left(T_{ax} < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_{ax}}{T_0} \right), \text{if} \left(T_{ax} \leq T_s, S_{cd}, \text{if} \left(T_{ax} < TL, \frac{S_{ld}}{T_{ax}}, \frac{S_{ld}}{T_{ax}^2} \cdot TL \right) \right) \right) = 0.617$$

$$S_a T_y := \text{if} \left(T_{ay} < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_{ay}}{T_0} \right), \text{if} \left(T_{ay} \leq T_s, S_{cd}, \text{if} \left(T_{ay} < TL, \frac{S_{ld}}{T_{ay}}, \frac{S_{ld}}{T_{ay}^2} \cdot TL \right) \right) \right) = 0.713$$

3. COEFICIENTE SÍSMICO AL LÍMITE DE CEDENCIA (Cs)

3.1 VALORES MÍNIMOS EJE X

$$T_{Fx} := 1.00$$

$$F_{dx} := \left(0.59 + \frac{4.77 \cdot S_{ld}}{S_{cd} \cdot T_{Fx} \cdot R_x} \right) \cdot \frac{1}{k_d} = 1.295 \quad \varepsilon := 0.05 \quad \beta_d := \frac{4}{1 - \ln(\varepsilon)} = 1.001$$

$$C_{s1x} := 0.01 \quad C_{s3x} := \frac{0.45 \cdot k_d \cdot F_{dx}}{R_x \cdot \beta_d} = 0.048$$

$$C_{s2x} := \frac{0.044 \cdot S_{cd} \cdot F_{dx}}{\beta_d} = 0.057 \quad C_{s4x} := \frac{S_a T_x}{R_x \cdot \beta_d} = 0.077$$

$$C_{sx} := \max(C_{s1x}, C_{s2x}, C_{s3x}, C_{s4x}) = 0.077$$

$$k_x := \text{if} (T_{ax} \leq 0.5, 1, \text{if} (T_{ax} \leq 2.5, 0.75 + 0.5 \cdot T_{ax}, 2)) = 1.114$$

Continuación apéndice 2.

3.2 VALORES MÍNIMOS EJE Y

$$T_{Fy} := 1.00$$

$$F_{dy} := \left(0.59 + \frac{4.77 \cdot S_{1d}}{S_{cd} \cdot T_{Fy} \cdot R_y} \right) \cdot \frac{1}{k_d} = 1.429$$

$$C_{s1y} := 0.01 \quad C_{s3y} := \frac{0.45 \cdot k_d \cdot F_{dy}}{R_y \cdot \beta_d} = 0.071$$

$$C_{s2y} := \frac{0.044 \cdot S_{cd} \cdot F_{dy}}{\beta_d} = 0.063 \quad C_{s4y} := \frac{S_a T_y}{R_y \cdot \beta_d} = 0.119$$

$$C_{sy} := \max(C_{s1y}, C_{s2y}, C_{s3y}, C_{s4y}) = 0.119$$

$$k_y := \text{if}(T_{ay} \leq 0.5, 1, \text{if}(T_{ay} \leq 2.5, 0.75 + 0.5 \cdot T_{ay}, 2)) = 1.065$$

CARGA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE - BASE AISLADA

1. SISTEMAS SISMO RESISTENTES

1.1 MARCOS RESISTENTES A MOMENTO DE INTERMEDIA DUCTILIDAD (EJE X)

$$R_x := 4.50 \quad \Omega_x := 3.00$$

$$C_{dx} := 4.00$$

1.2 RIOSTRAS CONCÉNTRICAS DE BAJA DUCTILIDAD (EJE Y)

$$R_y := 3.20 \quad \Omega_y := 2.00$$

$$C_{dy} := 3.20$$

2. PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$$k_{tx} := 0.072 \quad x_z := 0.80 \quad h_n := 18.00$$

$$k_{ty} := 0.072 \quad x_y := 0.75 \quad k_d := 0.66$$

$$T_{ax} := k_{tx} \cdot (h_n)^{x_z} = 0.727 \quad T_{ay} := k_{ty} \cdot (h_n)^{x_y} = 0.629$$

$$S_a T_x := \text{if}\left(T_{ax} < T_\theta, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_{ax}}{T_\theta}\right), \text{if}\left(T_{ax} \leq T_s, S_{cd}, \text{if}\left(T_{ax} < TL, \frac{S_{1d}}{T_{ax}}, \frac{S_{1d}}{T_{ax}^2} \cdot TL\right)\right)\right) = 0.617$$

$$S_a T_y := \text{if}\left(T_{ay} < T_\theta, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_{ay}}{T_\theta}\right), \text{if}\left(T_{ay} \leq T_s, S_{cd}, \text{if}\left(T_{ay} < TL, \frac{S_{1d}}{T_{ay}}, \frac{S_{1d}}{T_{ay}^2} \cdot TL\right)\right)\right) = 0.713$$

Continuación apéndice 2.

3. COEFICIENTE SÍSMICO AL LÍMITE DE CEDENCIA (Cs)

3.1 VALORES MÍNIMOS EJE X

$$T_{Fx} := 1.00$$

$$F_{dx} := \left(0.59 + \frac{4.77 \cdot S_{1d}}{S_{cd} \cdot T_{Fx} \cdot R_x} \right) \cdot \frac{1}{k_d} = 1.608 \quad \varepsilon := 0.05 \quad \beta_d := \frac{4}{1 - \ln(\varepsilon)} = 1.001$$

$$C_{s1x} := 0.01 \quad C_{s3x} := \frac{0.45 \cdot k_d \cdot F_{dx}}{R_x \cdot \beta_d} = 0.106$$

$$C_{s2x} := \frac{0.044 \cdot S_{cd} \cdot F_{dx}}{\beta_d} = 0.071 \quad C_{s4x} := \frac{S_d T_x}{R_x \cdot \beta_d} = 0.137$$

$$C_{sx} := \max(C_{s1x}, C_{s2x}, C_{s3x}, C_{s4x}) = 0.137$$

$$k_x := \text{if}(T_{ax} \leq 0.5, 1, \text{if}(T_{ax} \leq 2.5, 0.75 + 0.5 \cdot T_{ax}, 2)) = 1.114$$

3.2 VALORES MÍNIMOS EJE Y

$$T_{Fy} := 1.00$$

$$F_{dy} := \left(0.59 + \frac{4.77 \cdot S_{1d}}{S_{cd} \cdot T_{Fy} \cdot R_y} \right) \cdot \frac{1}{k_d} = 1.898$$

$$C_{s1y} := 0.01 \quad C_{s3y} := \frac{0.45 \cdot k_d \cdot F_{dy}}{R_y \cdot \beta_d} = 0.176$$

$$C_{s2y} := \frac{0.044 \cdot S_{cd} \cdot F_{dy}}{\beta_d} = 0.084 \quad C_{s4y} := \frac{S_d T_y}{R_y \cdot \beta_d} = 0.223$$

$$C_{sy} := \max(C_{s1y}, C_{s2y}, C_{s3y}, C_{s4y}) = 0.223$$

$$k_y := \text{if}(T_{ay} \leq 0.5, 1, \text{if}(T_{ay} \leq 2.5, 0.75 + 0.5 \cdot T_{ay}, 2)) = 1.065$$

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Mathcad.

Apéndice 3. Diseño de riostras (BF)

DISEÑO DE RIOSTRAS (BF)

1. PROPIEDADES DE MATERIALES (HSS 4 1/2X4 1/2X1/2")

ASTM A500 Gr B $R_y := 1.4$ $R_t := 1.3$

$F_y := 46$ **ksi**

$F_u := 58$ **ksi**

2. RESISTENCIA REQUERIDA (LRFD Load Combination)

$Q_E := 57315$ **kgf** = 126.358 **kip**

$P_{uc} := 47012$ **kgf** = 103.644 **kip**

$P_{ut} := 67692$ **kgf** = 149.235 **kip**

2.1 PROPIEDADES DEL MARCO (BF)

$L := 4.036$ **m** = 13.241 **ft** $h := 3.00$ **m** $l := \frac{5.4}{2}$ **m**

2.2 CARGA SÍSMICA EN RIOSTRA

$Q_{AS} := 92497$ **kgf** = 203.921 **kip**

$$\left(\frac{l}{L}\right) \cdot Q_E = 84.531 \text{ kip} \quad \frac{\left(\frac{l}{L}\right) \cdot Q_E}{Q_{AS}} = 41.453\%$$

$$\text{if} \left(\frac{\left(\frac{l}{L}\right) \cdot Q_E}{Q_{AS}} \geq 0.30, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

3. PROPIEDADES DEL PERFIL

$A_g := 6.95$ **in**² $b := 4$ **in** $t_{nom} := 0.50$ **in** $t_{des} := 0.465$ **in** $I := 18.1$ **in**⁴

$Z := 10.2$ **in**³ $S_{zy} := 8.03$ **in**³ $r := 1.61$ **in** $K := 1.00$

4. ESBELTEZ DE RIOSTRA

$$\frac{K \cdot L}{r} = 98.694 \quad \text{if} \left(\frac{K \cdot L}{r} < 200, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Continuación apéndice 3.

5. DISEÑO A COMPRESIÓN

$$\phi_c P_n := 123 \text{ kip}$$

Tabla 4-6 AISC - Steel Construction Manual

$$\text{if}(\phi_c P_n > P_{wc}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6. DISEÑO A Tensión

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi_t P_n := \phi_t \cdot F_u \cdot A_g = 302.325 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi_t P_n > P_{ut}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Mathcad.

Apéndice 4. Diseño de columnas (BF)

DISEÑO DE COLUMNAS BF

PROPIEDADES DE MATERIAL W14X82 (A992)

$$E := 29000 \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi} \quad F_u := 65 \text{ ksi} \quad A := 6.95 \text{ in}^2$$

$$K := 1 \quad L := 4.036 \text{ m} = 13.241 \text{ ft}$$

$$K \cdot L = 4.036 \text{ m} \quad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$$

RESISTENCIA PERMISIBLE A COMPRESIÓN

$$P_c := 663836 \text{ N} = 149.236 \text{ kip}$$

$$\phi_c P_n := 809 \text{ kip} \quad \text{Tabla 4-1 AISC Manual}$$

$$\text{if}(\phi_c P_n > P_c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

RESISTENCIA PERMISIBLE A TENSIÓN

$$P_t := 461571 \text{ N} = 103.765 \text{ kip}$$

$$\phi_t P_n := 1080 \text{ kip} \quad \text{Tabla 5-1 AISC Manual}$$

$$\text{if}(\phi_t P_n > P_t, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Fuente: elaboración propia, desarrollado con el programa Mathcad.

Apéndice 5. Diseño de conexiones BFP

DISEÑO CONEXIONES BFP				
ELEMENTOS DE CONEXIÓN				
Viga W18X46				
$r_{yb} := 7.43 \text{ in}$	$Z_{xb} := 90.7 \text{ in}^3$	$S_{zb} := 78.8 \text{ in}^3$	$d_b := 18.1 \text{ in}$	$t_{fb} := 0.605 \text{ in}$
$b_{fb} := 6.06 \text{ in}$	$A_{bw} := 13.5 \text{ in}^2$	$L_{beam} := 8 \text{ m}$	$t_{wb} := 0.36 \text{ in}$	
Columna W14X109				
$r_{yc} := 3.73 \text{ in}$	$Z_{xc} := 192 \text{ in}^3$	$S_{zc} := 173 \text{ in}^3$	$d_c := 14.3 \text{ in}$	$t_{fc} := 0.86 \text{ in}$
$b_{fc} := 14.6 \text{ in}$	$A_{cw} := 32 \text{ in}^2$	$t_{wc} := 0.525 \text{ in}$		
MATERIAL PERFILES (A992)				
$E_b := 29000 \text{ ksi}$	$R_y := 1.1$			
$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$	$R_t := 1.1$			
$F_{ub} := 65 \text{ ksi}$				
MATERIAL CONEXIÓN (A36)				
$E_p := 29000 \text{ ksi}$				
$F_{yp} := 36 \text{ ksi}$				
$F_{up} := 58 \text{ ksi}$				
MATERIAL PERNOS FLANGE (A490)				
$F_{nt} := 113 \text{ ksi}$				
$F_{nv} := 84 \text{ ksi}$				
MATERIAL PERNOS WEB (A325N)				
$F_{ntw} := 90 \text{ ksi}$				
$F_{nvw} := 54 \text{ ksi}$				
MATERIAL CONEXIÓN CORTE (A36)				
$E_p := 29000 \text{ ksi}$				
$F_{yp} := 36 \text{ ksi}$	$F_{ue} := 58 \text{ ksi}$			
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE A LA RÓTULA PLÁSTICA				
$C_{pr} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}} = 1.15$	$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 5736.775 \text{ kip} \cdot \text{in}$			

Continuación apéndice 5.

DIÁMETRO MÁXIMO DE PERNO

$$\frac{b_{fb}}{2} \cdot \left(1 - \frac{R_y \cdot F_{yb}}{R_t \cdot F_{ub}}\right) - \frac{1}{8} \text{ in} = 0.574 \text{ in} \quad d_{bolt} := \frac{4}{8} \text{ in} = 0.5 \text{ in} \quad A_b := \frac{\pi}{4} \cdot (d_{bolt})^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

$$\text{if} \left(d_{bolt} \leq \frac{b_{fb}}{2} \cdot \left(1 - \frac{R_y \cdot F_{yb}}{R_t \cdot F_{ub}}\right) - \frac{1}{8} \text{ in}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

DIMENSIONAMIENTO PLACA FLANGE

$$t_{fb} = 0.605 \text{ in} \quad b_{fp} = 10 \text{ in} \quad t_p = 3 \text{ in}$$

$$r_n := \min(1 \cdot F_{nv} \cdot A_b, 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d_{bolt} \cdot t_{fb}, 2.4 \cdot F_{up} \cdot d_{bolt} \cdot t_p) = 16.493 \text{ kip}$$

CANTIDAD DE PERNOS

$$\phi_n := 0.90 \quad \phi_d := 1 \quad n_{bolt} := 24$$

$$n := \frac{1.25 \cdot M_{pr}}{\phi_n \cdot r_n \cdot (d_b + t_p)} = 22.895$$

$$\text{if} (n_{bolt} > n, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

UBICACIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA

$$S_1 := 4.5 \text{ in} \quad S_2 := 2.5 \text{ in} \quad S_3 := 1.5 \text{ in}$$

$$s_{bolt} := 3 \cdot d_{bolt} = 1.5 \text{ in} \quad l_c := S_2 - \left(d_{bolt} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) = 1.938 \text{ in}$$

$$S_h := S_1 + S_2 \cdot \left(\frac{n_{bolt}}{2} - 1 \right) = 32 \text{ in} \quad 2 \cdot d_{bolt} = 1 \text{ in}$$

$$L_{plate} := S_h + S_3 = 33.5 \text{ in} \quad \text{if} (2 \cdot d_{bolt} < l_c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

MOMENTO ESPERADO EN LA CARA DEL PATÍN DE LA COLUMNA

$$V_h := 5797.08 \text{ kgf}$$

$$M_f := M_{pr} + V_h \cdot S_h = 6145.747 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

FUERZA EN LA PLACA DEBIDO A Mf

$$F_{pr} := \frac{M_f}{(d_b + t_p)} = 291.268 \text{ kip}$$

VERIFICACIÓN CANTIDAD DE PERNOS

$$\frac{F_{pr}}{\phi_n \cdot r_n} = 19.622 \quad \text{if} \left(n_{bolt} > \frac{F_{pr}}{\phi_n \cdot r_n}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Continuación apéndice 5.

VERIFICACIÓN ESPESOR DE PLACA FLANGE

$$\frac{F_{pr}}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot b_{fp}} = 0.809 \text{ in} \quad \text{if} \left(t_p > \frac{F_{pr}}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot b_{fc}}, \text{"Cumple", "No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

VERIFICACIÓN ESTADO LÍMITE DE RUPTURA A TENSIÓN DE FLANGE PLATE

$$\phi_{tr} := 0.90$$

$$0.85 \cdot A_{bw} = 11.475 \text{ in}^2 \quad A_n := \left(b_{fp} - 2 \cdot \left(d_{bolt} + \frac{2}{16} \cdot \text{in} \right) \right) \cdot t_p = 26.25 \text{ in}^2$$

$$A_e := \min(A_{bw}, A_n) = 13.5 \text{ in}^2$$

$$\phi_{tr} \cdot F_{ub} \cdot A_e = 789.75 \text{ kip}$$

$$\text{if} (F_{pr} \leq \phi_{tr} \cdot F_{ub} \cdot A_e, \text{"Cumple", "No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

VERIFICACIÓN BLOQUE CORTANTE DE PATÍN VIGA

$$A_{gv} := 2 \cdot L_{plate} \cdot t_{fb} = 40.535 \text{ in}^2 \quad U_{bs} := 1$$

$$A_{nv} := 2 \cdot t_{fb} \cdot \left(L_{plate} - 6.5 \cdot \left(\left(d_{bolt} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) = 35.619 \text{ in}^2 \quad \phi_n := 0.75$$

$$A_{nt} := 2 \cdot t_{fb} \cdot \left(1.75 \text{ in} - 0.5 \cdot \left(\left(d_{bolt} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) = 1.739 \text{ in}^2$$

$$R_n := \min(0.60 \cdot F_{ub} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{ub} \cdot A_{nt}, 0.60 \cdot F_{yb} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{ub} \cdot A_{nt}) = 1329.109 \text{ kip}$$

$$\phi_n \cdot R_n = 996.832 \text{ kip}$$

$$\text{if} (F_{pr} \leq \phi_n \cdot R_n, \text{"Cumple", "No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

VERIFICACIÓN PLACA AL PATÍN POR PANDEO POR COMPRESIÓN

$$K := 0.65 \quad r_{xb} := 7.04 \text{ in}$$

$$L_{max} := S_1 = 4.5 \text{ in}$$

$$L_c := \frac{t_p}{\sqrt{12}} = 0.866 \text{ in}$$

$$\frac{K \cdot L_{max}}{L_c} = 3.377 \quad \text{if} \left(\frac{K \cdot L_{max}}{L_c} < 25, \text{"Cumple", "No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Continuación apéndice 5.

CORTANTE REQUERIDO DE LA VIGA A LA COLUMNA DE CONEXIÓN

$$L_{beam} = 26.247 \text{ ft} \quad L_h := L_{beam} - 2 \cdot S_h = 250.961 \text{ in}$$

$$V_u := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} + V_h = 58.499 \text{ kip}$$

DISEÑO DE PLACA SIMPLE CONEXIÓN A CORTE

$$L_{max} := 17.75 \text{ in} \quad d_{bolt} := \frac{6}{8} \text{ in} = 0.75 \text{ in} \quad d_h := d_{bolt} + \frac{1}{16} \text{ in} = 0.563 \text{ in}$$

$$\phi r_n := 17.9 \text{ kip} \quad g := 0.5 \text{ in} \quad t_{vp} := 0.5 \text{ in} \quad s_e := 3 \text{ in}$$

$$l_{ch} := 2.5 \text{ in} \quad V_u = 58.499 \text{ kip}$$

$$S_b := 1.25 \text{ in} \quad N_u := \frac{2}{3} \cdot V_u = 38.999 \text{ kip} \quad R_u := \sqrt{V_u^2 + N_u^2} = 70.307 \text{ kip}$$

$$n_v := 6$$

$$L_{vplate} := 2 \cdot S_b + s_e \cdot (n_v - 1) = 17.5 \text{ in} \quad n_{uv} := \frac{V_u}{\phi r_n} = 3.268 \quad b_{vp} := l_{ch} + 1 \text{ in} = 3.5 \text{ in}$$

BOLT BEARING ON THE BEAM WEB

$$\phi_v := 0.75 \quad r_{nv} := 3 \cdot d_{bolt} \cdot t_{wb} \cdot F_{uv} = 46.98 \text{ kip}$$

$$\phi_v r_n := \phi_v \cdot r_{nv} = 35.235 \text{ kip}$$

BOLT TEAROUT ON THE BEAM WEB

$$l_c := l_{ch} - 0.5 \cdot \left(d_{bolt} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) - \frac{1}{4} \text{ in} = 1.844 \text{ in}$$

$$r_{n1} := 1.5 \cdot l_c \cdot t_{wb} \cdot F_{uv} = 57.746 \text{ kip}$$

$$\phi_v r_{n1} := \phi_v \cdot r_{n1} = 43.31 \text{ kip}$$

SHEAR STRENGTH OF SUPPORTING COLUMN FLANGE

$$A_{vuv} := 2 \cdot L_{vplate} \cdot t_{fc} = 30.1 \text{ in}^2$$

$$R_{vn} := 0.60 \cdot F_{uv} \cdot A_{vuv} = 1047.48 \text{ kip}$$

$$\text{if}(R_{vn} > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

SHEAR YIELDING STRENGTH OF THE PLATE

$$A_{vgv} := L_{vplate} \cdot t_{vp} = 8.75 \text{ in}^2$$

Continuación apéndice 5.

$$R_{vy} := 0.60 \cdot F_{yv} \cdot A_{vgv} = 189 \text{ kip}$$

$$\text{if}(R_{vy} > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

FLEXURAL YIELDING OF THE PLATE

$$M_{vu} := V_u \cdot S_b = 73.124 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$Z_g := \frac{t_{vp} \cdot L_{vplate}^2}{4} = 38.281 \text{ in}^3$$

$$M_{vn} := F_{yv} \cdot Z_g = 1378.125 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{if}(M_{vn} > M_{vu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

SHEAR RUPTURE STRENGTH OF THE PLATE

$$A_{nv} := \left(L_{vplate} - n_v \cdot \left(d_{boltv} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{vp} = 6.125 \text{ in}^2$$

$$R_n := 0.60 \cdot F_{uv} \cdot A_{nv} = 213.15 \text{ kip}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot R_n = 159.863 \text{ kip} \quad \text{if}(\phi \cdot R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

TENSILE RUPTURE STRENGTH OF THE PLATE

$$A_n := \left(L_{vplate} - n_v \cdot \left(d_{boltv} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{vp} = 6.125 \text{ in}^2 \quad U := 1$$

$$R_n := F_{uv} \cdot A_n \cdot U = 355.25 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot R_n = 266.438 \text{ kip} \quad \text{if}(\phi \cdot R_n > N_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

FLEXURAL RUPTURE OF THE PLATE

$$d_h := d_{boltv} + \frac{1}{16} \text{ in}$$

$$Z_{net} := Z_g - \frac{t_{vp}}{4} \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot s_v \cdot (n_v^2 - 1) + \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right)^2 = 26.701 \text{ in}^3$$

$$M_{nz} := F_{uv} \cdot Z_{net} = 1548.668 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{if}(\phi \cdot M_{nz} > M_{vu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Continuación apéndice 5.

BLOCK SHEAR RUPTURE STRENGTH PLATE-BEAM SHEAR DIRECTION

$$A_{gv} := (L_{vplate} - S_b) \cdot t_{vp} = 8.125 \text{ in}^2 \quad U_{bs} := 1$$

$$A_{nv} := A_{gv} - (n_v - 0.5) \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{vp} = 5.719 \text{ in}^2 \quad \phi_n := 0.75$$

$$A_{nt} := \left(l_{ch} - 0.5 \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{vp} = 1.031 \text{ in}^2$$

$$R_n := \min(0.60 \cdot F_{uv} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{uv} \cdot A_{nt}, 0.60 \cdot F_{gv} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{uv} \cdot A_{nt}) = 235.313 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot R_n = 176.484 \text{ kip}$$

if $(\phi \cdot R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

BLOCK SHEAR RUPTURE STRENGTH PLATE-BEAM AXIAL DIRECTION

$$A_{gv} := l_{ch} \cdot t_{vp} = 1.25 \text{ in}^2 \quad U_{bs} := 1$$

$$A_{nv} := A_{gv} - 0.5 \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{vp} = 1.031 \text{ in}^2 \quad \phi_n := 0.75$$

$$A_{nt} := \left(L_{vplate} - S_b - (n_v - 0.5) \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{vp} = 5.719 \text{ in}^2$$

$$R_n := \min(0.60 \cdot F_{uv} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{uv} \cdot A_{nt}, 0.60 \cdot F_{gv} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{uv} \cdot A_{nt}) = 358.688 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot R_n = 269.016 \text{ kip}$$

if $(\phi \cdot R_n > N_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

SHEAR STRENGTH OF THE BEAM WEB

$$A_{gv} := d_b \cdot t_{wb} = 6.516 \text{ in}^2$$

$$R_n := 0.60 \cdot F_{yb} \cdot A_{gv} = 195.48 \text{ kip}$$

if $(R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

Continuación apéndice 5.

TENSIL ESTRENGTH OF THE BEAM WEB

$$A_{gv} := d_b \cdot t_{wb} = 6.516 \text{ in}^2 \quad \phi := 0.90$$

$$R_n := F_{yb} \cdot A_{gv} = 325.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi \cdot R_n > N_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

BLOCK SHEAR RUPTURE STRENGTH OF THE BEAM WEB

$$A_{gv} := 2 \cdot l_{ch} \cdot t_{wb} = 1.8 \text{ in}^2 \quad U_{bs} := 1$$

$$A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot 0.5 \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{wb} = 1.485 \text{ in}^2 \quad \phi_n := 0.75$$

$$A_{nt} := \left(12 \text{ in} - (n_v - 1) \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{wb} = 2.745 \text{ in}^2$$

$$R_n := \min(0.60 \cdot F_{uv} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{uv} \cdot A_{nt}, 0.60 \cdot F_{gv} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{uv} \cdot A_{nt}) = 198.09 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot R_n = 178.281 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi \cdot R_n > N_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

CONTINUITY PLATE DESIGN

$$t_{fc} = 0.86 \text{ in} \quad k_1 := 1.625 \text{ in}$$

$$0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \left(\frac{R_y \cdot F_{yb}}{R_y \cdot F_{yb}} \right)} = 1.028 \text{ in}$$

$$\text{if} \left(0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \left(\frac{R_y \cdot F_{yb}}{R_y \cdot F_{yb}} \right)} > t_{fc}, \text{"Requiere"}, \text{"No Requiere"} \right) = \text{"Requiere"}$$

$$\frac{b_{fb}}{6} = 1.01 \text{ in}$$

$$\text{if} \left(\frac{b_{fb}}{6} > t_{fc}, \text{"Requiere"}, \text{"No Requiere"} \right) = \text{"Requiere"}$$

$$t_{cp} := \frac{6}{8} \text{ in} \quad b_{cpmin} := \frac{b_{fc}}{2} - \frac{t_{wc}}{2} = 7.038 \text{ in} \quad b_{cp} := 5 \text{ in}$$

$$l_{contact} := b_{cp} - \left(k_1 + \frac{1}{2} \text{ in} \right) - \frac{t_{wc}}{2} = 2.613 \text{ in}$$

Continuación apéndice 5.

VERIFICACIÓN DE SOLDADURA

SOLDADURA FLANGE PLATE-VIGA (CJP)

$$\phi := 0.90 \quad F_y := 70 \text{ ksi} \quad \phi_w := 0.75 \text{ in} \quad F_{pr} = 291.268 \text{ kip}$$

$$R_{nw} := \phi \cdot F_y \cdot \phi_w \cdot 0.70 = 33.075 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$R_{vw} := R_{nw} \cdot b_{fp} = 330.75 \text{ kip}$$

$$\text{if}(R_{vw} > F_{pr}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

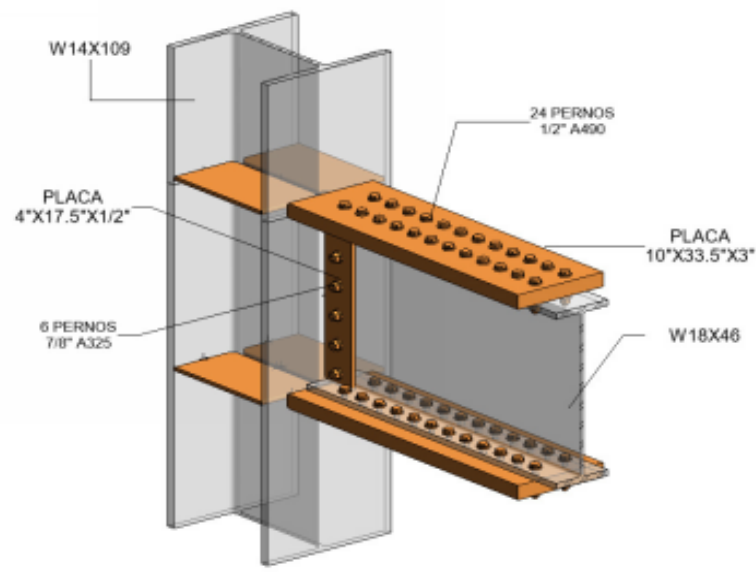
SOLDADURA SHEAR PLATE- COLUMN (1 FILETE)

$$\phi := 0.60 \quad F_y := 70 \text{ ksi} \quad \phi_w := \frac{1}{4} \text{ in} \quad V_u = 58.499 \text{ kip}$$

$$R_{nw} := \phi \cdot F_y \cdot \phi_w \cdot 0.70 = 7.35 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

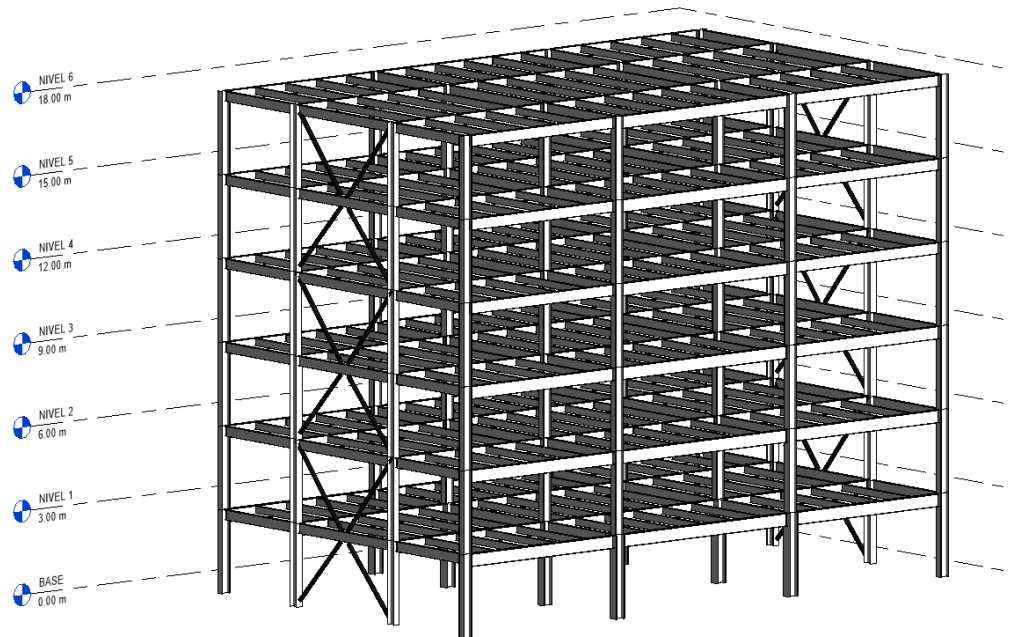
$$R_{vw} := R_{nw} \cdot L_{vplate} = 128.625 \text{ kip}$$

$$\text{if}(R_{vw} > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$



Fuente: elaboración propia, desarrollada con el programa Mathcad.

Apéndice 6. Isométrico de estructura de edificio evaluado (base fija y base aislada)



Fuente: elaboración propia, desarrollada con el programa Revit.