



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE
ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE
ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE
ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTOR (ES):

Santos Asencio Ámbar Michelle
Soriano Castillo Katherine Lisbeth

TUTOR:

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH. D
La Libertad, Ecuador

2021

**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE
ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE
ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE
ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTOR (ES):

Santos Asencio Ámbar Michelle

Soriano Castillo Katherine Lisbeth

TUTOR:

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH. D

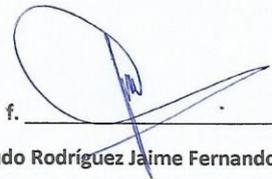
La Libertad, Ecuador

2021

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente Trabajo de Titulación fue realizado en su totalidad por **Santos Asencio Ámbar Michelle, Soriano Castillo Katherine Lisbeth**, como requerimiento para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

TUTOR

f. 

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando Ph D.

DIRECTOR DE LA CARRERA

f. 

Ing. Jonny Villao Borbor, MSc.

La Libertad, a los 25 días del mes de agosto del año 2021

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación de caso **"ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES"**,

elaborado por las Srtas. **SANTOS ASENCIO AMBAR MICHELLE Y SORIANO CASTILLO KATHERINE LISBETH**, estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

f. 

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando Ph D.

La Libertad, a los 25 días del mes de agosto del año 2021

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Santos Asencio Ambar Michelle, y Soriano Castillo Katherine Lisbeth**

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, “**ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 25 días del mes de agosto del año 2021

LAS AUTORAS:

f. 
Santos Asencio Ambar Michelle.

f. 
Soriano Castillo Katherine Lisbeth.

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Santos Asencio Ambar Michelle, y Soriano Castillo Katherine Lisbeth**

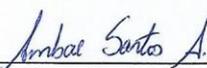
DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES” previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 25 días del mes de agosto del año 2021

LAS AUTORAS

f. 
Santos Asencio Ambar Michelle.

f. 
Soriano Castillo Katherine Lisbeth.

Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES

Magíster En Diseño Y Evaluación

De Modelos Educativos

La Libertad, agosto 20 del 2021

Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de titulación en opción al título de INGENIERO(A) CIVIL de: **SANTOS ASENCIO AMBAR MICHELLE & SORIANO CASTILLO KATHERINE LISBETH**, cuyo tema es: “**ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES**” me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para su respectiva defensa.

Es todo cuanto puedo manifestar en honor a la verdad.



Lic. Alexi Herrera R, MSc.

Docente de Español A: Literatura

Cel: 0963143788

e-mail: alexiherrerareyes@hotmail.com

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En mi calidad de Tutor de Trabajo de Titulación modalidad estudio de caso, **“ESTUDIODEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES”**,

elaborado por las Srtas. **SANTOS ASECIO AMBAR MICHELLE Y SORIANO CASTILLO KATHERINE LISBETH**, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con un 9% de la valoración permitida por consiguiente se procede a emitir el siguiente informe.

Adjunto reporte de similitud.

TUTOR



Firmado electrónicamente por:
**JAIME FERNANDO
ARGUDO RODRIGUEZ**

f. _____

**Ing. Jaime Argudo Rodríguez,
PhD.**

La Libertad, a los 30 días del mes de agosto del año
2021

Document Information

Analyzed document	CORRECCION FINAL SANTOS SORIANO Revisado JFA para URKUND.pdf (D111798137)
Submitted	8/29/2021 7:50:00 PM
Submitted by	JAIME F ARGUDO
Submitter email	jargudo@upse.edu.ec
Similarity	9%
Analysis address	jargudo.upse@analysis.orkund.com

Sources included in the report

W	URL: https://library.co/document/zx90vnrz-diseno-analisis-desempeno-estructura-acero-disipadores-histereticos-metalicos.html Fetched: 6/12/2021 1:42:25 AM		1
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5404/1/UPSE-TIC-2020-0012.pdf Fetched: 1/23/2021 9:39:40 AM		25
W	URL: https://library.co/document/yrkjovz-diseno-sistema-sismorresistente-estructura-utilizando-porticos-riostras-restringido.html Fetched: 6/24/2021 10:00:49 PM		2
W	URL: http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/9515/ESTUDIO%20COMPARATIVO%20PARA%20DETERMINAR%20LAX%20EFICIENCIA%20Y%20APLICABILIDAD%20DE%20AISLADORES%20%20C3%80SMICOS%20DE%20BASE%20.pdf?sequence=1&isAllowed=y Fetched: 6/14/2021 8:26:35 AM		1
W	URL: https://docplayer.es/210436302-Universidad-catolica-de-cuenca.html Fetched: 6/19/2021 12:21:20 AM		2
W	URL: https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/192439/TFMPoloV%C3%ADctor.pdf?sequence=2 Fetched: 6/16/2021 3:08:00 PM		9
W	URL: https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/31545/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf Fetched: 5/16/2020 11:37:40 AM		5
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf Fetched: 11/26/2019 9:14:30 AM		3
W	URL: https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/29198/1/Tesis%20.%20C.%201281%20-%20Ruiz%20Camilo%20Christian%20Nicol%C3%A1s%20y%20Torres%20Reino%20Angel%20Ismael.pdf Fetched: 6/14/2021 11:21:35 PM		17
W	URL: http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/1739/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2019-71.pdf Fetched: 6/14/2021 5:42:36 AM		4

URL: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/25957/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%93n.pdf>

Curiginal

W	B3n.pdf Fetched: 12/15/2020 9:06:38 PM	 1
W	URL: http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/1711/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2019-43.pdf Fetched: 6/22/2021 1:32:29 AM	 1
W	URL: http://dspace.ucuerica.edu.ec/bitstream/123456789/31545/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf Fetched: 1/8/2021 10:53:03 PM	 2
W	URL: https://docplayer.es/84313283-Pontificia-universidad-catolica-del-ecuador.html Fetched: 12/17/2019 9:08:09 AM	 1
W	URL: http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/8473/ESTUDIO%20COMPARATIVO%20DE%20EDIFICIOS%20DE%20ACERO%20DE%20GRAN%20ALTURA%20CON%20DIAGONALES%20EXC%C3%89NTRICAS%20CON%20CONC%C3%89NTRICAS%20Y%20DIAGONALES%20CON%20AMORTI-1.pdf?sequence=1&isAllowed=y Fetched: 1/23/2021 9:39:32 AM	 1
W	URL: http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/10745/1/T-UCE-0011-283.pdf Fetched: 6/10/2021 2:54:57 AM	 1
W	URL: https://core.ac.uk/download/pdf/337287129.pdf Fetched: 7/13/2021 6:33:18 AM	 1

AGRADECIMIENTOS

A Dios por mantenerme con salud y vida; y a la vez permitirme concluir con éxito mi carrera profesional.

Agradezco al ingeniero Jaime Argudo, tutor de este trabajo de grado, por su guía profesional, paciencia y la dedicación con su tiempo para el asesoramiento de este proyecto.

Al ingeniero Alexander Flores, por haber aportado con sus conocimientos, intercambiando ideas y método de trabajo.

A mi familia, de forma especial a mi madre Verónica Asencio, por el sacrificio y sus palabras de aliento en todos estos años de estudio para que no desmaye, A mi tío Edison Asencio por el apoyo incondicional y compartir sus conocimientos en el área de construcción,

A los docentes de Carrera de Ingeniería Civil por sus enseñanzas, que estoy segura que serán de provecho en mi carrera profesional

Santos Asencio Ámbar Michell

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mi madre Verónica Azucena Asencio Torres a mi hermana Michelle Verónica Santos Asencio, ya que son motivo de superación personal y profesional.

A mi novio Jonathan que me ha brindado su apoyo y amor incondicional.

Santos Asencio Ámbar Michelle

AGRADECIMIENTOS

A Dios por brindarme salud, que es lo primordial, por darme valor para poder seguir luchando hasta cumplir cada una de mis metas como es la de culminar mis estudios Universitarios.

Agradezco al Ingeniero Jaime Argudo, tutor de este trabajo de titulación, por la paciencia, por compartirme sus conocimientos y alentarnos en cada paso que dábamos en el presente trabajo.

Al Ingeniero Alexander Flores, por haber aportado con sus conocimientos, por la paciencia de aclararnos cualquier duda incluso en su horario laboral a pesar de la distancia.

A mi familia, por siempre apoyarme en todo y confiar en mí, en especial a mis padres Magali Soriano y Darío González, a mi otra mamá Jessica Soriano y a mi niño Jorge Soriano que han estado presente en cada etapa de mi vida.

A George Tigrero, mi marido, que siempre ha estado para alentarme cada vez que siento rendirme, por brindarme su apoyo incondicional.

A los docentes de Carrera de Ingeniería Civil por sus enseñanzas, por los consejos en el especial al Ing. Montalván que estoy segura que serán de provecho en mi carrera profesional.

Soriano Castillo Katherine Lisbeth

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mi angelito en el cielo, mami Rosaura que nos guía y nos cuida siempre, a mis padres Magali y Darío, a mis hermanas Joseline y Wendy, a mis tíos Jorge y Jessica Soriano que han estado a mi lado en cada paso que doy apoyándome.

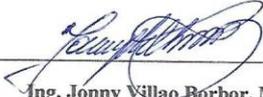
A mi abuelito Isafás Soriano que desde que estaba en el jardín me ha acompañado y tiene la paciencia de consentirnos a todos sus nietos cada vez que puede.

A mi marido George y a mi hijo que se han convertido en una razón más para superarme cada día como profesional y como mujer.

A mi familia política por siempre estar presente y apoyarme en lo que ha estado a su alcance.

Soriano Castillo Katherine Lisbeth

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Jonny Villao Borbor, MSc.

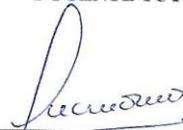
DIRECTOR DE CARRERA Y PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

f. 
Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, Ph.D.

DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, MSc.

DOCENTE GUÍA DE LA UIC Y SECRETARIA

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO.....	117
TUTOR	117
AGRADECIMIENTOS	I
DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
DEDICATORIA	IV
RESUMEN	XIII
ABSTRACT.....	XIV
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1.....	3
MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.1. Antecedentes.....	3
1.2. Objetivo De La Investigación	8
1.2.1. <i>Objetivo General</i>	8
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	8
1.3. Justificación.....	9
1.4. Hipótesis	10
1.5. Metodología.....	11
1.6. Alcance	12
CAPÍTULO 2.....	13
MARCO TEÓRICO.....	13
2.1. Balance De Energía De Un Sistema Estructural	13
2.2. Sistemas De Control De La Respuesta Dinámica	14
2.2.1. <i>Sistemas De Control Activo</i>	15
2.2.2 <i>Sistemas De Control Semiactivo</i>	18
2.2.3 <i>Sistemas De Control Pasivo</i>	19
2.3. Dispositivos Pasivos De Disipación De Energía	19
2.3.1. <i>Disipadores Histeréticos</i>	20
2.3.2. <i>Disipadores Con Comportamiento Viscoelástico</i>	27
2.4. Configuración De Los Dispositivos De Disipación De Energía	29
2.4.1. <i>Configuración Diagonal</i>	29
2.4.2. <i>Configuración Horizontal Soportada Por Diagonales Chevron</i>	30
2.4.3. <i>Configuración Scissor Jack</i>	31

2.5. Historia De Las Diagonales De Arriostamiento De Pandeo Restringido	32
2.6. Descripción de las BRB	34
2.6.1. <i>Unidad Central</i>	34
2.6.2. <i>Unidad De Restricciones</i>	35
2.6.3. <i>Materiales De Delaminación</i>	35
2.7 Comportamiento estructural de las BRB.	37
2.7.1. <i>Principales Modos De Falla De Una Riostra De Pandeo Restringido</i>	38
2.7.2. <i>Cargas Gravitacionales</i>	43
2.7.2 <i>Factores Por Sobre Resistencia Y Endurecimiento Por Deformación</i>	45
Crisafulli (2018) menciona que las riostras se deben diseñarse para evitar el pandeo global y local del núcleo central. En las especificaciones define la resistencia de diseño de las riostras como:	45
2.8. Tipos De Conexiones De Riostras De Pandeo Restringido	48
2.9. Configuración Geométrica De Riostras De Pandeo Restringido	51
2.10. Patrones De Arriostamiento.....	52
2.11. Ventajas Y Desventajas	55
2.12 Demanda Sísmica.....	57
CAPÍTULO 3.....	59
MARCO METODOLÓGICO.....	59
3.1. Bases Para El Diseño De Un Sistema De Pórticos Dúctiles Con Pandeo Restringido-BRBF	59
3.2. Análisis Estructural	62
3.2.1. <i>Análisis Modal Espectral</i>	62
3.2.2. <i>Análisis Modal Tiempo Historia</i>	69
3.3. Modelamiento De Las Diagonales De Arriostamiento De Pandeo Restringido Dentro De Un Pórtico	77
3.3.1. <i>Elemento Vínculo</i>	77
3.3.2. <i>Propiedades Del Elemento Vínculo</i>	79
3.3.3. <i>Propiedades De Plasticidad Wen</i>	81
3.4. Bases Generales Para Diseño De Pórticos (BRBF) con AISC 341-16.....	86
3.4.1. <i>Análisis</i>	86
3.4.2. <i>Núcleo De Acero</i>	87
3.4.3. <i>Requisitos Especiales Para Arriostamientos En “V” Y “V Invertida”</i>	88
3.4.4. <i>Conexiones</i>	89
CAPÍTULO 4.....	93
CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON PÓRTICO CON DIAGONALES DE ARRIOSTAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO (BRBF).....	93
4.1. Especificaciones generales de la edificación.....	93

4.1.1.	<i>Modelo Base de la Estructura</i>	93
4.1.2.	<i>Materiales</i>	95
4.1.3.	<i>Sistema de losa</i>	97
4.2.	Cuantificación de Cargas.....	97
4.2.1.	<i>Cargas Gravitacionales</i>	97
4.2.2.	<i>Carga Sísmica</i>	99
4.2.3.	<i>Cargas sobrepuestas en nervios y vigas en dirección Y</i>	99
4.3.	Periodo de vibración T.....	101
4.4.	Espectro De Respuesta Elástico E Inelástico De Aceleraciones.....	102
4.4.1.	<i>Coficiente Sísmico</i>	104
4.5.	Diseño Del BRB.....	105
4.6.	Combinaciones de carga.....	109
4.7.	Modelo Matemático.....	109
4.7.1.	<i>Análisis dinámico modal espectral</i>	110
4.7.2.	<i>Análisis Dinámico Tiempo Historia</i>	114
4.8.	Modelamiento de los BRB como elementos Vínculos No Lineales.....	122
CAPÍTULO 5.....		125
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....		125
5.1.	Resultados Del Análisis Historia-Tiempo.....	125
5.1.1.	<i>Cortante basal</i>	125
5.1.2.	<i>Desplazamientos máximos</i>	126
5.2.	Resultados Del Análisis Modal Espectral.....	137
5.3.2.	<i>Fuerzas Internas</i>	142
CAPÍTULO 6.....		146
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		146
6.1.	Conclusiones.....	146
6.2.	Recomendaciones.....	148
BIBLIOGRAFIA.....		149
ANEXO 1.....		151
Cálculo Para Prediseño De Las Diagonales De Pandeo Restringido.....		151
ANEXO 2.....		153
Cálculo de datos a utilizar en el programa SAP 2000 en el diseño del elemento link.....		153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Desarrollo de los BRB en Europa.	32
Tabla 2. Desarrollo de los BRB en América.	33
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica.	64
Tabla 4. Factores de perfil de suelo.	65
Tabla 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	66
Tabla 6. Coeficientes de irregularidad en planta aplicables.	67
Tabla 7. Coeficientes de irregularidad en elevación aplicables.	67
Tabla 8. Coeficiente de reducción.	68
Tabla 9. Coeficientes según el tipo de estructuras.	68
Tabla 10. Elementos estructurales de Borbor and Panchana (2020)	94
Tabla 11. Características de los elementos de la estructura con BRBs.	95
Tabla 12. Carga Muerta Piso 1 al 7.	98
Tabla 13. Carga Muerta- Piso 8.	98
Tabla 14. Carga Viva- Piso 1 al 7.	98
Tabla 15. Carga Viva piso 8.	98
Tabla 16. Cargas sobreimpuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 1- 7.	99
Tabla 17. Cargas sobreimpuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 8.	100
Tabla 18. Perfiles de las columnas del diseño actual.	102
Tabla 19. Parámetros para conformación del espectro elástico e inelástico.	103
Tabla 20. Pesos de los elementos estructurales.	105
Tabla 21. Peso total de la estructura.	106
Tabla 22. Carga Sísmica.	106
Tabla 23. Distribución vertical del cortante basal.	107
Tabla 24. Datos a utilizar en el diseño del BRB.	108
Tabla 25. Áreas adoptadas para el BRB.	108
Tabla 26. Combinaciones de carga.	109
Tabla 27. Reacciones en la base de la estructura.	111
Tabla 28. Masa participativa.	111
Tabla 29. Comprobación del cortante basal y coeficiente de ajuste de espectro.	113
Tabla 30. Características de los sismos a utilizarNota: Elaboración propia	115
Tabla 31. Datos de aceleración para un Tr= 20 años.	117
Tabla 32. Factor de escala para historia tiempo Sap 2000.	117
Tabla 33. Especificaciones de los elementos Wen.	122
Tabla 34. Cortante Basal Dinámico.	126
Tabla 35. Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación AGYE.	127
Tabla 36. Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación ALIB.	129
Tabla 37. Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación AMNT.	130
Tabla 38. Desplazamiento Absoluto de punto Eje X.	138
Tabla 39. Desplazamiento Absoluto de punto Eje Y.	138
Tabla 40. Comparación De Derivas Eje X.	139
Tabla 41. Comparación De Derivas Eje Y.	141
Tabla 42. Fuerza Axial.	143
Tabla 43. Cortante.	144
Tabla 44. Momento Flector.	144

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Comportamiento de un edificio sin disipadores (izquierda) y del mismo con disipadores (derecha).	15
Gráfico 2. Esquema del funcionamiento de un sistema de control activo.	17
Gráfico 3. TMD o sistema de masa acoplada y con el nombre de TLD (Tuned Liquid Damper, en inglés) o sistema de líquido acoplado.....	17
Gráfico 4. Sistema de Masa Sintonizada (TMD) en la Parte Superior de una Edificación... ..	18
Gráfico 5. Esquema de funcionamiento de un sistema de control semiactivo.	18
Gráfico 6. Dispositivo de control semiactivo.....	19
Gráfico 7. Diagonales de Arriostamiento de Pandeo Restringido Instaladas en una estructura.....	21
Gráfico 8. Sistema Típico de Barras de Pandeo Restringido.	21
Gráfico 9. Dispositivo ADAS.	22
Gráfico 10. Dispositivo TADAS.....	22
Gráfico 11. Dispositivo de tipo Panal (Honeycomb).	23
Gráfico 12. Dispositivos SL (Shear Link).....	23
Gráfico 13. Sistema de rolado en U. Utilizado en el Puente Napo, Ecuador.	24
Gráfico 14. Sistema DUR.	24
Gráfico 15. Conexión SBC.	25
Gráfico 16. Sistema PALL.....	26
Gráfico 17. Disipador Shapia.....	26
Gráfico 18. Relación carga-desplazamiento.	27
Gráfico 19. Disipadores de fluido viscoso.	28
Gráfico 20. Funcionamiento del disipador de energía de fluido viscoso.	28
Gráfico 21. Disipadores viscoelásticos (forma e instalación).	29
Gráfico 22. Configuración Diagonal.....	30
Gráfico 23. Configuración Horizontal soportada por diagonales Chevron.....	30
Gráfico 24. Configuración Horizontal soportada por diagonales Chevron invertida.....	31
Gráfico 25. Configuración Scissor Jack.....	31
Gráfico 26. Elementos que componen una riostra de pandeo restringido.....	36
Gráfico 27. Ensamblaje Común BRB.	36
Gráfico 28.Comparación de los ciclos de histéresis de una riostra típica de pandeo restringido (BRB).....	37
Gráfico 29. Modos de falla por pandeo del núcleo.	39
Gráfico 30. Pandeo Torsional de la sección del núcleo que sobresale de la camisa de revestimiento.....	41
Gráfico 31. Detalle del extremo de una riostra de pandeo.	41
Gráfico 32. Pandeo Local de la sección del núcleo que sobresale de la camisa de revestimiento.....	42
Gráfico 33. Efecto de las cargas gravitatoria y sísmica en pórtico con BRBs. Resistencia de riostra a compresión mayor a resistencia de riostra a tracción.....	44
Gráfico 34. Efecto de las cargas gravitatoria y sísmica en pórtico con BRBs. Resistencia de riostra a tracción mayor a resistencia de riostra a compresión.....	45
Gráfico 35. Diagrama de fuerza- desplazamiento de la riostra.	46

Gráfico 36. Conexión simple para riostras de pandeo restringido - Detalle de conexión viga-columna- riostra.	48
Gráfico 37. Detalles de la conexión BRBF a) viga continua, riostra atornillada, b) viga empalmada, tirante con pasador, c) viga continua, riostra soldada.	49
Gráfico 38. Respuesta cíclica: (a) deriva de corte del piso; (b) refuerzo axial force_deformation (refuerzo sur) con refuerzo de 25,4 mm.	51
Gráfico 39. Tipos de configuraciones de BRBS.	52
Gráfico 40. Ejemplos de configuraciones de BRBF.	54
Gráfico 41. Espectros de Demanda.	57
Gráfico 42. Elevación de la estructura con sistema SCBF.	59
Gráfico 43. Planta de la estructura con sistema SCBF.	60
Gráfico 44. Funcionamiento de un SCBF- Zonas protegidas del pórtico en V invertida	60
Gráfico 45. Conexión reforzada diagonal- columna.	61
Gráfico 46. Comportamiento histerético típico de la diagonal restringida por pandeo.	62
Gráfico 47. Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z	64
Gráfico 48. Caso de Carga Historia Tiempo Tipo No Lineal FNA.	72
Gráfico 49. Caso de Carga Modal.	74
Gráfico 50. Amortiguación modal.	75
Gráfico 51. Elemento Link /Support o vínculo tipo Plastic Wen (1976).	78
Gráfico 52. Fuerzas y Momentos Internos del elemento Vínculo.	79
Gráfico 53. Propiedades del elemento Vínculo.	80
Gráfico 54. Propiedad Tipo Plasticidad Wen para deformación uniaxial.	82
Gráfico 55. Parámetros para la propiedad de plasticidad Wen	83
Gráfico 56. Representación de la deformada de un pórtico con diagonales de pandeo restringido en V invertida(a) en rango elástico y (b) luego de la fluencia.	89
Gráfico 57. Vista posterior de la elevación de la edificación Borbor & Panchana.	93
Gráfico 58. Planta de la edificación Borbor and Panchana (2020)	94
Gráfico 59. Planta de Edificación.	96
Gráfico 60. Planta de Edificación.	96
Gráfico 61. Losa Steel Deck a utilizarse en el diseño de la edificación.	97
Gráfico 62. Cargas muertas sobreimpuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 1- 8.	100
Gráfico 63. Cargas vivas sobreimpuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 1-8.	101
Gráfico 64. Espectro elástico de acuerdo a NEC-SD-DS-2015.	103
Gráfico 65. Espectro inelástico de acuerdo a NEC-SD-DS-2015.	104
Gráfico 66. Modelo matemático en 3D.	110
Gráfico 67. Factor de escala sismo en x.	114
Gráfico 68. Factor de escala sismo en Y.	114
Gráfico 69. Curva de peligro Sísmico Santa Elena.	116
Gráfico 70. Registro de Libertad Componente Este -Oeste.	118
Gráfico 71. Acelerograma Escalado Estación ALIB Este- Oeste.	118
Gráfico 72. Registro de Guayaquil Componente Este -Oeste.	118
Gráfico 73. Acelerograma Escalado Estación AGYE Este- Oeste.	119
Gráfico 74. Registro de Manta Componente Este -Oeste.	119
Gráfico 75. Acelerograma Escalado Estación AMNT Este- Oeste.	119
Gráfico 76. Registro de Libertad Componente Norte-Sur.	120
Gráfico 77. Acelerograma Escalado Estación ALIB Norte -Sur.	120
Gráfico 78. Registro de Guayaquil Componente Norte- Sur.	121
Gráfico 79. Acelerograma Escalado Estación AGYE Norte -Sur.	121
Gráfico 80. Registro de Manta Componente Norte- Sur.	121
Gráfico 81. Acelerograma Escalado Estación AMNT Norte -Sur.	122
Gráfico 82. Elemento Link /Support Properties.	123
Gráfico 83. Link /Support Type Plastic (Wen).	124
Gráfico 84. Propiedades del elemento Wen.	124
Gráfico 85. Cortante Dinámico Max.	126
Gráfico 86. Desplazamientos en X, Estación AGYE, estructura con diagonales vs BRB. .	128

Gráfico 87. Desplazamientos en Y, Estación AGYE, estructura con diagonales vs BRB..	128
Gráfico 88. Desplazamientos en X, estación ALIB, estructura con diagonales vs BRB. ...	129
Gráfico 89. Desplazamientos en Y, estación ALIB, estructura con diagonales vs BRB. ...	130
Gráfico 90. Desplazamientos en X, estación AMNT, estructura con diagonales vs BRB..	131
Gráfico 91. Desplazamientos en Y, estación AMNT, estructura con diagonales vs BRB..	131
Gráfico 92. Sismo Libertad N-S, pisos 1 y 2, (Eje X).....	132
Gráfico 93. Sismo Libertad E-O, pisos 1 y 2, (Eje Y).	133
Gráfico 94. Sismo Libertad N-S, pisos 3 y 4, (Eje X).....	133
Gráfico 95. Sismo Libertad E-O, pisos 3 y 4, (Eje Y).	134
Gráfico 96. Sismo Libertad N-S, pisos 5 y 6, (Eje X).....	135
Gráfico 97. Sismo Libertad E-O, pisos 5 y 6, (Eje Y).	135
Gráfico 98. Sismo Libertad N-S, pisos 7 y 8, (Eje X).....	136
Gráfico 99. Sismo Libertad E-O, pisos 7 y 8, (Eje Y).	137
Gráfico 100. Derivas elásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje X.....	140
Gráfico 101. Derivas inelásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje X.....	140
Gráfico 102. Derivas elásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje Y.....	141
Gráfico 103. Derivas inelásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje Y.....	142
Gráfico 104. Fuerzas Axiales de la estructura.....	142
Gráfico 105. Fuerza Axial.....	143
Gráfico 106. Cortante.....	144
Gráfico 107. Momento Flector.....	145

ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES

Autores: Santos Asencio Ámbar Michelle

Autores: Soriano Castillo Katherine Lisbeth

Tutor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH. D

RESUMEN

Se realizó un análisis comparativo del comportamiento estructural entre un sistema convencional con diagonales concéntricas y uno con disipadores en diagonales de pandeo restringido, dentro de una estructura de 8 pisos con altura de entrepiso de 3.50 metros. Esta edificación posee una planta arquitectónica en forma de L con área de 1024.00m². La estructura se ubica en la ciudad de Santa Elena.

Con la finalidad de evitar daños en los elementos estructurales se estudia el sistema de disipación de energía con histéresis no lineal. Cuando se dañan estos elementos, pueden fácilmente reemplazarse sin comprometer la integridad estructural.

Se realiza dos tipos de análisis: modal espectral para fines de diseño (se cumple con derivas admisible y el cortante basal mínimo) y análisis tiempo historia para evaluar el comportamiento del sistema estructural propuesto. Se utilizan registros sísmicos del sismo del Pedernales del 16 de Abril del 2016, registrados por las estaciones de la RENAC del IG-EPN.

Se usan la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), las de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16, ASCE 41-13), y la norma del Instituto

Americano de Construcciones de Acero (ANSI/ AISC 341-16) se utiliza para el diseño de las diagonales de pandeo restringido.

Se obtuvieron resultados de desplazamientos, derivas, comportamiento histérico de las diagonales de pandeo restringido, utilizando el programa computacional SAP 2000.

Palabras clave: histéresis, diagonales de pandeo restringido, comportamiento estructural, inelasticidad, análisis modal espectral, análisis tiempo – historia.

COMPARATIVE STUDY OF SEISMIC PERFORMANCE OF A BUCKLING RESTRAINED FRAME (BRBF) AND A SPECIAL CONCENTRIC BRACED FRAME (SCBF) STEEL SYSTEMS

Authors: Santos Asencio Ámbar Michelle

Authors: Soriano Castillo Katherine Lisbeth

Mentor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph. D

ABSTRACT

In this research work, a comparative seismic analysis was carried out for a Special Concentric Braced Frame (SCBF) and a Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) in an 8-story structure with 3.50 m story height. The building has an L-shaped architectural plan with an area of 1024 m². The structure is located in the city of Santa Elena on a Type C soil profile.

Buckling Restrained Braces are used to dissipate energy in the BRBF system, allowing other members to remain undamaged after an earthquake. Most damage in BRBs can be addressed by replacing such elements without compromising structural integrity.

Two types of analysis are carried out: a modal spectral analysis for design purposes fulfils allowable story drifts and minimum base shear applicable code criterions, and a non-linear time-history analysis to evaluate seismic behaviour and performance of the proposed BRBF structural system. Time history records from RENAC IG-EPN stations for the April 16th 2016 Pedernales Earthquake were used in this research.

The following code standards were used for building design: The Ecuadorian Construction Code (NEC 2015), American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16, ASCE 41-13), American Institute of Steel Constructions (ANSI/ AISC 341-16).

Result analysis such as story displacements and drifts, BRBs' hysteretic nonlinear behaviour were obtained for the designed structure. SAP2000 was used in the analysis.

Keywords: hysteresis, buckling restrained braces, structural behaviour, inelasticity, spectral analysis, time-history analysis.

INTRODUCCIÓN

A partir de los resultados obtenidos en el Trabajo de Titulación de Borbor y Panchana (2020), se elabora esta investigación que permite la optimización del diseño y la reducción de fuerzas internas por cargas laterales producidas en una estructura de acero de pórticos con diagonales de arriostramiento de pandeo restringido.

Los **disipadores sísmicos** tienen como función disipar energía por incremento del amortiguamiento, asegurándose que otros elementos de las estructuras no sean sobre solicitados, evitando así daños a la estructura. Es decir, los disipadores sísmicos ofrecen una reducción de fuerzas internas, con el incremento de la amortiguación de la estructura.

Los pórticos con diagonales de arriostramiento de pandeo restringido (BRBF) conforman un sistema sismo resistente relativamente nuevo e innovador. Las diagonales de pandeo restringido (BRB) son dispositivos que se componen de un núcleo esbelto de acero incrustado en una sección tubular robusta compuesta comúnmente por un tubo de acero relleno de mortero. Esta configuración impide el pandeo del núcleo bajo cargas de compresión axial. Es importante permitir el libre deslizamiento del núcleo dentro del sistema anti-pandeo (tubo de acero relleno de mortero) con la finalidad de impedir una transferencia excesiva de esfuerzos cortantes; las BRB pueden desarrollar completamente su capacidad axial a tensión y a compresión con lo que se consigue disipar grandes cantidades de energía a través de ciclos estables de histéresis.

Los disipadores de energía ayudan a que exista mayor amortiguamiento en el comportamiento dinámico y gracias a esto se reduzca la aceleración, pero sobre todo los esfuerzos y fuerzas asociadas, dependiendo del tipo de disipador a instalar. Una

estructura sin disipadores de energía resiste un sismo severo mediante la disipación de energía por deformación inelástica de sus elementos principales, pero estos obviamente sufrirán daños. En estructuras con disipadores de energía, estos mecanismos absorberán la energía y así reducirán significativamente las deformaciones y el daño en elementos estructurales, Dr. Villareal & M.Sc. Oviedo (2009).

Este mecanismo se evaluará en un edificio hipotético similar al usado por Borbor y Panchana (2020), el cual se compone de pórticos dúctiles de acero de 8 pisos con diagonales concéntricas (SCBF), con un área de 1024m^2 en planta y una forma arquitectónica en forma de L.

Se realizará la comparación entre el desempeño sísmico de los Pórticos Especiales resistentes a Momentos con diagonales concéntricas y los Pórticos con Diagonales de Arrostramiento con Pandeo Restringido.

CAPÍTULO 1

MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Antecedentes

Desde la década de los años 40, la Ingeniería Estructural ha sido un área de interés en la construcción de edificaciones. Con el enfoque sismo resistente, se intenta obtener estructuras que puedan resistir las cargas impuestas por un sismo y por otra parte velar por las vidas de los ocupantes, reducir daños ocasionados en los elementos de la edificación y evitar el colapso de edificaciones no sismo resistente, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012a, p. 16).

Los sistemas tradicionales disipan su energía mediante sus elementos estructurales, generando daños en los mismos. Desde el punto de vista económico, para el propietario es una desventaja tener que pagar excesivamente costos por reparación y en el peor de los casos tener que demoler la edificación. Es así que hoy en día se realizan diagnósticos de análisis y diseños que aportan soluciones factibles y duraderas para minimizar el daño potencial en la estructura en caso de sismos o reparar una estructura afectada. En el segundo caso se espera disminuir costos de reparación con el uso de tecnología innovadora, Sabelli and Moore (2006).

Por lo anterior, diversos especialistas recomiendan que para hacer que una estructura resista a un sismo se debería incorporar sistemas de control de respuesta, los cuales se diferencian de los sistemas tradicionales por el dispositivo innovador que este sistema utiliza. Según la forma en como disipan la energía, se distinguen tres: la técnica de control pasivo, activo e híbrido y semiactivo, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012b).

La técnica de control pasivo se clasifica en cuatro categorías: histeréticos, de fluidos, viscoelásticos y de fricción. Por lo general, se instalan en arriostramientos

diagonales dentro de los pórticos de la estructura o como complemento al sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la cimentación y base de aislamiento, con el fin de que se absorban total o parcialmente la energía impuesta por el sismo para que sea transmitida a la superestructura.

Oviedo A. & Duque U. (2009) afirman que las técnicas de control activo e híbrido y semiactivo responden según las solicitaciones impuestas por el sismo, activándose por medio de una fuente externa de energía. La principal desventaja de esta técnica en comparación con las pasivas, es el costo debido a que los dispositivos de control y activación externa, así como los de respuesta externa requieren de un constante seguimiento y rigurosos ensayos previos como es el caso de las conexiones flexibles y amortiguadores, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012a).

Mientras, por su costo y función entre los dispositivos de control pasivo se destacan los metálicos e histéricos, los cuales se basan en la deformación plástica. Los de tipo histeréticos son los más comunes dentro de ellos los que más resaltan son las diagonales de arrostamiento de pandeo restringido, BRB (Buckling Restrained Brace), teniendo como principal ventaja su fácil adaptación a distintas edificaciones y materiales, así como también su bajo costo y el hecho de no requerir mano de obra calificada para su instalación. Con el uso de disipadores histeréticos la estructura obtiene mayor rigidez y deformaciones menores contribuyendo así a la disminución del tamaño de sus elementos estructurales, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012c).

Esto último, es de gran importancia económica debido a que, si se disminuye la sección de los elementos obtendríamos una estructura más liviana que una diseñada de manera común (sin disipadores), lo que conlleva a una compensación en el costo debido a un menor consumo de materiales. Lo ideal sería, para un ahorro en el presupuesto de la obra, que el valor total de la estructura con disipadores fuese menor

al que tendría sin los dispositivos y que el precio de provisión e instalación de estos dispositivos sea menor que el ahorro en el costo de la estructura aportada para las mismas cargas de diseño y condiciones de uso, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012d).

Los conceptos básicos de estos dispositivos aparecieron a partir de la década de 1970, cuando varios investigadores en Japón e India informaron éxitos limitados. El primer BRB práctico fue logrado por Saeki, Wada, en 1988. Emplearon tubos rectangulares de acero con mortero relleno para el dispositivo de retención, y determinaron las especificaciones óptimas del material de desunión para obtener un comportamiento histerético estable y simétrico. Además, se estableció la teoría básica para diseñar el dispositivo de retención y pronto siguió la primera aplicación en proyectos. En 1989, estos BRB se aplicaron a dos edificios de oficinas con estructura de acero de 10 y 15 pisos, y proyectos pioneros en utilizar BRB. Los BRB aumentaron en popularidad y pronto siguieron otras configuraciones, especialmente el tipo de tubo de acero, Takeuchi (2018).

Durante la década de 1990, se utilizaron BRB en aproximadamente 160 edificios en Japón. En julio de 1995, Wada, Iwata, y otros, propusieron el concepto de "estructura tolerante a daños", que utiliza BRB como amortiguadores elastoplásticos, los que disipan energía dentro de un pórtico principal elástico. Las recomendaciones de diseño de AIJ incluyeron pautas de diseño de BRB por primera vez en 1996. La colaboración con investigadores en los Estados Unidos pronto condujo a la primera solicitud internacional, con la construcción de un edificio en UC Davis en 1998, seguido de un experimento en UC Berkeley en 2000. Pronto se construyeron muchos otros edificios con BRB en toda California, incluidos algunos en aplicaciones de modernización sísmica. En el 2002, se incluyó una guía de diseño para el sistema de

pórticos con diagonales de arriostramiento de pandeo restringido (BRBF) en las Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural (ANSI / AISC 341-05).

Durante estos primeros años de transferencia de tecnología a los mercados internacionales, se llevó a cabo una serie de simposios sobre estructuras controladas pasivamente en el Instituto Tecnológico de Tokyo (Tokyo Tech), donde se compartió el desarrollo de código, diseños BRB y aplicaciones novedosas.

Durante la década siguiente, los BRB aumentaron su popularidad en numerosos países, desde Taiwán a principios de la década de 2000 hasta las implementaciones recientes en Nueva Zelanda como parte de la reconstrucción de Christchurch.

Los BRB ahora son ampliamente conocidos en áreas sísmicas en todo el mundo, con investigaciones en curso en países como Japón, Taiwán, China, Estados Unidos, Canadá, Turquía, Irán, Italia, Rumania, Nueva Zelanda y Chile Takeuchi (2018).

En Ecuador, debido al desconocimiento de estas tecnologías de diseño sísmico en edificaciones y los derechos de patente (marca registrada) e importación de estos equipos, aún no se han implementado tales dispositivos en el diseño y construcción de edificaciones.

En Ecuador, aun no se ha implementado el uso de estos dispositivos en diseño y construcción debido al desconocimiento en estas tecnologías sismorresistentes en edificios, los derechos de patente (marca registrada) y la importación de estos dispositivos. Los calculistas por lo general utilizan para diseños estructurales el método elástico, el mismo que se subdivide en análisis estático y análisis dinámico, en el estático resalta el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) mientras que, en el dinámico, el método dinámico espectral. Sin embargo, en esta investigación se

utilizará también el método de análisis elástico no lineal, historia-tiempo, porque es también adecuado para evaluar estos dispositivos, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012e).

Las pérdidas humanas y económicas que dejó el sismo ocurrido en Pedernales el 16 de marzo del 2016 son incontables. Se pudo observar el colapso de edificaciones de mayor importancia, tales como estaciones de bomberos y policías, así como también de hospitales, por este motivo es necesario que este tipo de edificaciones cumplan con su objetivo y brinden a los usuarios la seguridad en presencia un sismo. Todas las técnicas de control, en especial los dispositivos BRB minimizan significativamente los daños que se producen en la estructura evitando interrumpir el funcionamiento de la misma y por lo tanto llegar a salvar vidas. Con la próxima expiración de patentes y reducción de costos en la tecnología de los dispositivos se podrá iniciar su uso, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012a).

En países tales como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda y Taiwán están más avanzados en la investigación de la técnica de control pasivo, desarrollo e implementación de este tipo de dispositivos, siendo Japón el líder en su uso, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012f).

En Latinoamérica pocos son los países que dan cabida al uso de estas técnicas de control pasivo, entre ellos se destacan México, Argentina y Chile, demostrando que la implementación de estos dispositivos con tecnología y técnica Latinoamérica dan excelentes resultados y se puede llevar a cabo en un futuro cercano en Ecuador, Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012a).

1.2. Objetivo De La Investigación

1.2.1. Objetivo General

Comparar Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) con un sistema de Pórtico con Diagonales de arriostramiento de Pandeo Restringido (BRBF), mediante la aplicación del análisis historia-tiempo (FNA) modal no lineal; para facilitar el cumplimiento de los requerimientos de resistencia, derivas permisibles establecidas en los códigos y establecer ventajas y desventajas ante dichos sistemas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Modelar una estructura con Diagonales de Arriostramiento de Pandeo Restringido como disipador de energía, en el software estructural SAP2000 utilizando historia- tiempo de aceleraciones para obtener el desempeño del mismo.
- Determinar y comparar los resultados obtenidos del sistema de Pórticos con Diagonales de Arriostramiento de Pandeo Restringido (BRBF) versus el sistema de Pórticos Especiales Arriostrados concéntricamente (SMRF).
- Definir el porcentaje de reducción de esfuerzos y deformaciones del diseño del Pórticos Especiales Arriostrados concéntricamente (SMRF) establecido por Borbor and Panchana (2020) a partir de la inclusión de las diagonales de arriostramiento de pandeo restringido.

1.3. Justificación

A nivel mundial, el borde occidental de América del Sur representa la región de mayor actividad sísmica, debido principalmente al número de sismos que en ella se produce año tras año y por haber dado origen a los terremotos de mayor magnitud conocidos por el hombre, pero se han observado varios sismos en la actualidad de magnitudes menores de 7,5 grados que han dejado graves daños en grandes estructuras y pérdida de miles de vidas.

El Ecuador es uno de los países con más alto riesgo sísmico, sin embargo, varias construcciones no cumplen con un diseño sismorresistente que garantice la vida útil de las estructuras, esto quedó demostrado en el 2016 con el sismo de Pedernales, que a pesar de no ser un mega terremoto causó graves daños en las estructuras, desde la zona cero a zona comercial, por no cumplir incluso con los requerimientos mínimos de la norma NEC 2015, la cual es la norma sísmica vigente hasta el día de hoy.

Ortiz Oscar (2018) afirma que los disipadores de energía de diagonales de Pandeo Restringido en sistemas de pórticos conformarían un sistema sismorresistente completo, un pórtico dúctil ayuda a que una estructura pueda resistir las cargas laterales provocada por un sismo de diseño (DBE) y los disipadores elevarían el amortiguamiento de la misma y de esta manera brindarían una mejor respuesta estructural de la estructura en general.

Analizando este sistema mediante el programa SAP 2000, se puede demostrar que la hipótesis propuesta cumple las condiciones necesarias para el buen funcionamiento de la estructura aumentando la vida útil proyectada por el ingeniero y por ende disminuyendo las probabilidades de fallar y poner en riesgo la vida de las personas que la utilicen.

1.4. Hipótesis

Un sistema sismorresistente complejo de pórticos dúctiles con diagonales de arriostramiento de pandeo restringido sería un nuevo avance en el campo de la construcción, dándole paso a mejores estructuras capaces de resistir grandes movimientos sísmicos con mejor serviciabilidad y desempeño sísmico. En lo económico, el uso de las diagonales de arriostramiento de pandeo restringido no modifica significativamente los costos finales, pudiendo en el futuro constituir un ahorro para el presupuesto dado el descenso del costo de esta tecnología en el tiempo.

1.5. Metodología

Este trabajo usa un método de investigación combinado entre el análisis cuantitativo y cualitativo basando en los siguientes métodos para la obtención de información.

Fase 1: Revisión bibliográfica de varias trabajos de titulación previamente realizados que están interrelacionados con el tema expuesto.

Fase 2: Análisis y diseño de la estructura con disipadores de energía en el programa de diseño SAP 2000, cumpliendo la Norma Ecuatoriana de Construcción.

Fase 3: Comparación de la respuesta sísmica de ambos tipos de pórticos, resultados obtenidos mediante un análisis inelástico de las estructuras con disipadores de energía.

Fase 4: Comparación económica entre las estructuras diseñadas, con diagonales de pandeo restringido y el sistema de pórticos arriostrados con diagonales concéntricas.

1.6. Alcance

Con base al diseño de pórtico previamente diseñado en el trabajo investigativo de Borbor and Panchana (2020), realizará en el programa SAP 2000 su modelamiento matemático adicionando disipadores de energía y compararlo con el diseño de pórticos arriostrados con diagonales concéntricas, para evaluar su comportamiento y desempeño ante un movimiento sísmico, comprobando de esta manera si el sistema de arrostramiento restringido con disipadores disminuye las derivas entre pisos de la estructura.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Balance De Energía De Un Sistema Estructural

El principio de conservación explica que la energía no se crea ni se destruye solo se transforma, y dentro de un sistema estructural en vibración sucede lo mismo, estas energías pueden ser transformadas en ruido, calor, amortiguamiento viscoso, etc, Cancelado (2012).

Un sismo es una carga dinámica al igual que el viento, genera una energía y al entrar a la estructura se convierte en energía cinética y potencial. La energía cinética es el movimiento de reacción de la estructura ante un sismo, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

Por otro lado, en los distintos elementos estructurales se almacena energía potencial como energía de deformación histerética y de deformación elástica. La energía de la deformación elástica se da durante la respuesta elástica de la estructura ante una fuerza externa, pero al retirar esta fuerza el elemento recupera su forma original. Por otro lado, la energía de deformación histerética se produce deformaciones plásticas, es decir, son inelásticas e irreversibles, parte de esta energía se disipa con el daño y degradación de la rigidez de la estructura, mientras que la otra se almacena como deformación, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

La siguiente ecuación representa una suma del movimiento desde que se inicia la aplicación de la sollicitación externa hasta el tiempo transcurrido y definido por él, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

$$E_k(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_H(t) = E_I(t) \quad (1)$$

E_k : Energía cinética de la estructura

E_D : Energía disipada por amortiguamiento

E_S : Energía de deformación elástica

E_H : Energía de deformación inelástica

E_I : Energía total de la demanda sísmica.

2.2. Sistemas De Control De La Respuesta Dinámica

En el diseño de estructuras, las acciones ocasionadas por las cargas gravitacionales (viva y muerta), son resistidas con el comportamiento estático de los materiales.

Existen otras fuerzas que, por su naturaleza transitoria, tales como las fuerzas laterales producidas por el viento y el sismo pueden llevar a los materiales y elementos de la estructura, Castro and Sarmiento (2009).

En el último siglo por dichas fuerzas laterales, las estructuras han presentado graves daños, en ciertos casos irreparables. Debido a esto se han desarrollado instrumentos que permiten estudiar de una manera más clara el comportamiento de una estructura frente a un sismo, dando paso a varias filosofías de diseño sismorresistente cuyo principal objetivo es salvar la vida de los ocupantes; permitiendo daño inelástico sin pérdida de resistencia (capacidad > demanda) y estabilidad, Sánchez Rivadeneira (2014).

El sistema sismorresistente convencional se basa en darle a la estructura la resistencia, ductilidad y tenacidad suficiente para disipar la energía por medios inelásticos, pero de manera segura y estable, Sánchez Rivadeneira (2014).

Existen varios estudios que muestran una estrategia diferente para mitigar la respuesta dinámica mediante un control estructural, son los llamados Sistemas de Control de la Respuesta Dinámica, los cuales requieren de elementos especiales que se incorporan en las estructuras ante diversas sollicitaciones externas, tales como sistemas de aislamiento de base que modifican el periodo de la estructura, y

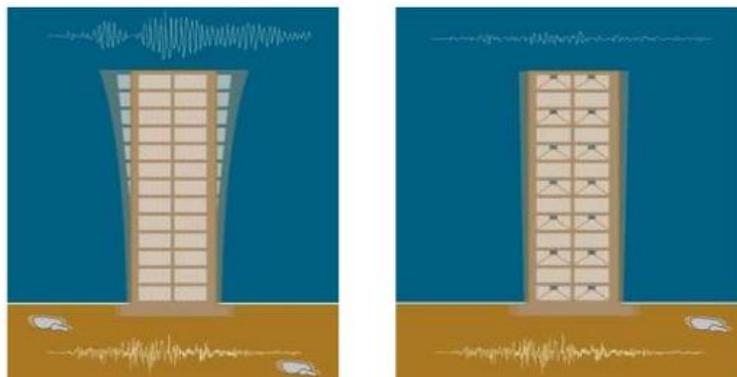
disipadores de energía que incrementan el amortiguamiento y las participaciones modales, y disminuyen la pérdida de rigidez al reducir la demanda inelástica sobre los materiales y elementos, Sánchez Rivadeneira (2014).

Estos sistemas de control se clasifican en tres grandes grupos:

1. sistema de control activo
2. sistema de control pasivo
3. sistema de control semiactivo.

Gráfico 1.

Comportamiento de un edificio sin disipadores (izquierda) y del mismo con disipadores (derecha).



Nota: Bartolomé (2010).

2.2.1. Sistemas De Control Activo

Los sistemas activos disminuyen directamente los efectos del sismo por medio de actuadores, que son un conjunto de dispositivos que se manifiestan dependiendo de la intensidad y magnitud de las sollicitaciones dinámicas, es decir generan un balance o equilibrio entre la fuerza del sismo y la impuesta en la estructura por los actuadores, Cancelado (2012).

Este tipo de sistema consiste en tres procedimientos:

1. Control por Retro- Alimentación. En este los sensores ubicados en la estructura, registran las variables (respuestas y desplazamientos de la estructura), Cancelado (2012).

La señal de retroalimentación es comparada con una señal de referencia (señal de la vibración ideal a la que se quisiera llegar o lograr) para producir una señal de error que es filtrada (calculada) por el sistema de control (computadora) para producir una señal de control que se activa (input) en los dispositivos de control activo.

2. Control por Post- Alimentación: son sistemas en base a las mediciones de excitación cuando los sensores registran las sollicitaciones dinámicas, es decir la fuerza aplicada por parte de los actuadores sirve para contrarrestar los efectos del sismo, anticipándose la posible respuesta de la estructura a cada pulso de carga o excitación, Cancelado (2012).

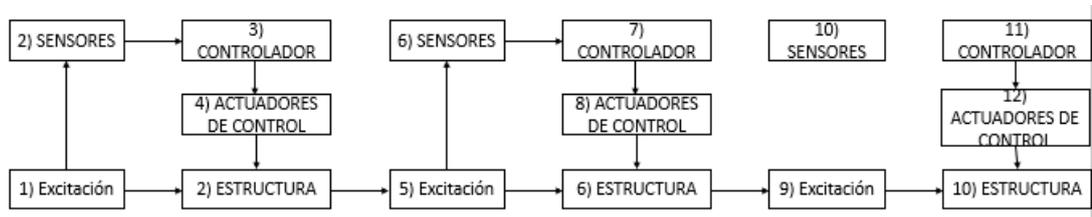
Requiere de un dispositivo de control externo con un canal de comunicación por donde se transmite una señal de control desde una fuente externa (puede ser un sitio sobre una roca o en general con un ambiente vibratorio propio) hacia el sistema de control que está dentro del edificio y se comanda los dispositivos activos desde otro ambiente.

3. Control de Retro y Post Alimentación. En este procedimiento combina los dos anteriores, los sensores emplean tanto la medición de la respuesta estructural ante el sismo como de la fuerza que se debe aplicar para disminuir los efectos de este, anticipando matemáticamente los efectos de los pulsos de carga o excitación, Cancelado (2012).

El éxito de este sistema radica en la velocidad de procesamiento de datos, iniciado el sismo; el controlador debe anticipar la respuesta estructural para reducirla.

Gráfico 2.

Esquema del funcionamiento de un sistema de control activo.



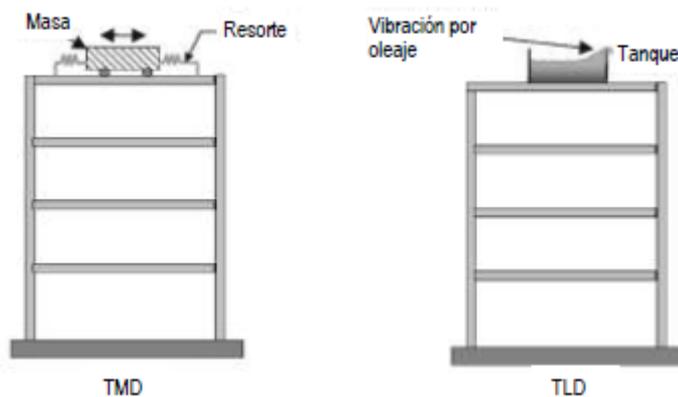
Nota: Modificado de Cancelado (2012).

Un ejemplo de este sistema de control activo son los **Sistemas de Masa Sintonizada (TMD) o Líquido Sintonizado (TLD)** el cual consiste en colocar una masa- resorte (masa auxiliar móvil) generalmente inferior al 1% de la masa total del edificio y se la instala en la parte superior de la estructura.

Los efectos del sismo y la respuesta estructural deben de ser contrarrestados por la fuerza de inercia de la masa oscilante, es decir la masa debe de estar en sintonía con la frecuencia fundamental o primer modo de la vibración del sistema estructural, Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009).

Gráfico 3.

TMD o sistema de masa acoplada y con el nombre de TLD (Tuned Liquid Damper, en inglés) o sistema de líquido acoplado.



Nota: Cancelado (2012).

Gráfico 4.

Sistema de Masa Sintonizada (TMD) en la Parte Superior de una Edificación.



Nota: Figura 30. Sánchez Rivadeneira (2014)

2.2.2 Sistemas De Control Semiactivo

Estos sistemas tienen una forma de funcionar similar a los sistemas activos, la diferencia es que los dispositivos de control son de carácter reactivo y sus propiedades mecánicas tales como la rigidez o el amortiguamiento son controlables, Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009).

En el siguiente grafico es un esquema del funcionamiento de este tipo de sistemas.

Gráfico 5.

Esquema de funcionamiento de un sistema de control semiactivo.

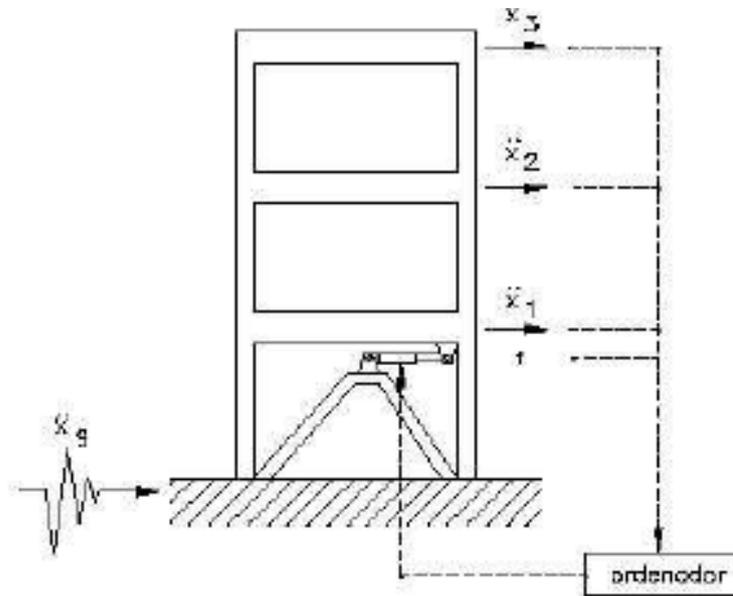


Nota: Figura 1.14. Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009)

Estos sistemas reactivos se activan automáticamente por comandos desde el sistema de control; pero el sistema de control no los dirige a través del tiempo solo se comanda su función (Apagado/ Encendido).

Gráfico 6.

Dispositivo de control semiactivo.



Nota: Figura 1.17. Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009)

2.2.3 Sistemas De Control Pasivo

Los dispositivos usados en este tipo de sistemas al igual que los semi activos son de carácter reactivo, pero su respuesta no es controlable, es decir, no existe retroalimentación ni tampoco una unidad de control y depende únicamente de las condiciones en las que se encuentren trabajando o de su diseño provisto, Cancelado (2012).

Reducen la respuesta estructura mediante la alteración de las propiedades dinámicas de la estructura.

2.3. Dispositivos Pasivos De Disipación De Energía

Los sistemas de control pasivo están basados en elementos que responde en forma inercial a la acción del sismo, las deformaciones que se presentan en los elementos como vigas y columnas se pueden reducir con estos dispositivos debido a que se diseñan para disipar la mayor parte de la energía que los sismos introducen en la estructura, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

Se pueden clasificar en:

1. **Disipadores histeréticos:** Su funcionamiento depende del desplazamiento, son más efectivos porque están en fase con la máxima demanda.
2. **Disipadores Viscoelásticos:** Su funcionamiento depende de la velocidad, pero no están en fase con las fuerzas máximas Newton (aceleración) y Hooke (desplazamiento).

2.3.1. Disipadores Histeréticos

El funcionamiento de este tipo de disipadores depende básicamente del desplazamiento relativo entre pisos, produciendo un incremento en la rigidez de la estructura, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

Entre los más comunes se tienen:

2.3.1.1 Disipadores por fluencia de metales. Este tipo de disipadores tienen gran ductilidad y una de sus grandes ventajas es el costo, debido a que estos pueden ser fabricados a partir de plancha de acero dúctil de carbono convencional, ASTM Acero A36 típicamente, Sánchez Rivadeneira (2014).

Algunos de los dispositivos metálicos más representativos, son:

2.3.1.1.1. Diagonales de Arriostramiento de Pandeo Restringido (BRB). Son barras o diagonales como se muestra en el Gráfico 7 que permiten a la estructura aumentar su ductilidad independientemente de la velocidad de su deformación.

El objetivo de este sistema es aprovechar por completo el comportamiento del acero estructural ante esfuerzos axiales, se restringe la falla con el material colocado a su alrededor impidiendo las inestabilidades locales y globales en el elemento por el pandeo a compresión, Sánchez Rivadeneira (2014).

Gráfico 7.

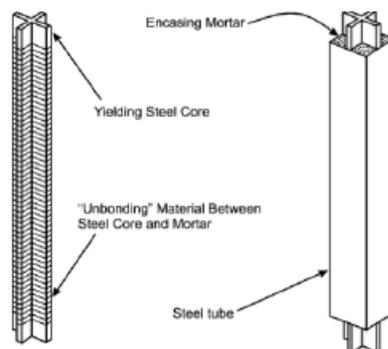
Diagonales de Arriostramiento de Pandeo Restringido Instaladas en una estructura.



Nota: Figura 38. Sánchez Rivadeneira (2014)

Gráfico 8.

Sistema Típico de Barras de Pandeo Restringido.

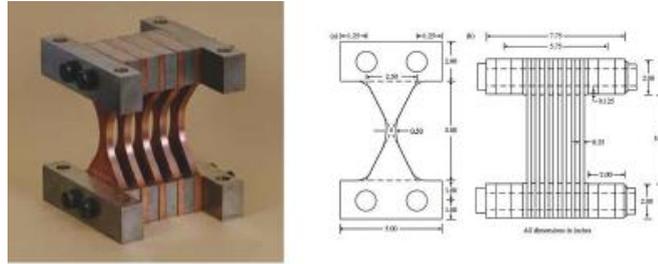


Nota: Figura 37. Sánchez Rivadeneira (2014)

2.3.1.1.2. Dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness). Conjunto de placas paralelas de espesor constante en forma ahusada que permite la plastificación uniforme a lo largo de su longitud, con restricciones a los extremos lo cual optimiza la disipación de energía y logra una histéresis estable a lo largo de varios ciclos en el rango inelástico, Sánchez Rivadeneira (2014).

Gráfico 9.

Dispositivo ADAS.

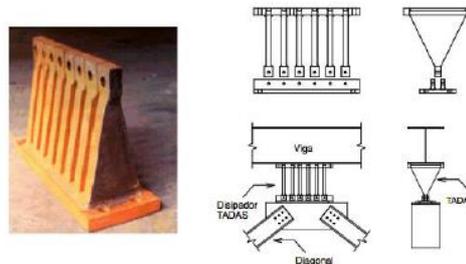


Nota: Figura 39. Sánchez Rivadeneira (2014)

2.3.1.1.3. Dispositivos TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness). Formado por un conjunto de placas triangulares o trapezoidales de acero, paralelas y de espesor constante, las cuales el extremo articulado se conecta con el arrostramiento (tipo chevron) y el ancho mayor de la placa se encuentra empotrado en la viga, lo que ayuda a que las deformaciones se produzcan en curvatura simple, su forma ayuda a que la optimización y plastificación sea uniforme en toda su longitud, Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009).

Gráfico 10.

Dispositivo TADAS.



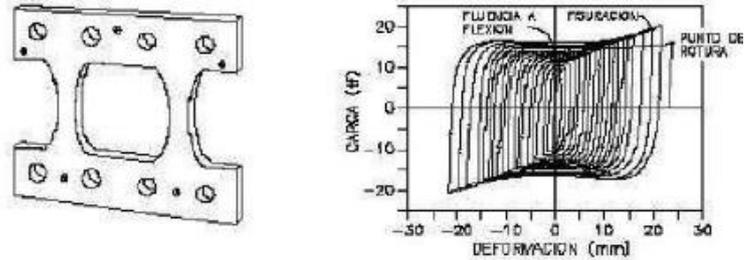
Nota: Figura 41. Sánchez Rivadeneira (2014)

2.3.1.1.4. Dispositivos De Tipo Panal (Honeycomb). Este dispositivo está construido en una placa de acero mecanizada con vacíos o agujeros en su parte central, que forman un tipo de rejilla, que los divide en tres partes, los extremos son rígidos y la zona central es la encargada de disipar energía, en esta zona la sección se plastifica

uniformemente brindando una respuesta histerética estable, Sánchez Rivadeneira (2014).

Gráfico 11.

Dispositivo de tipo Panal (Honeycomb).

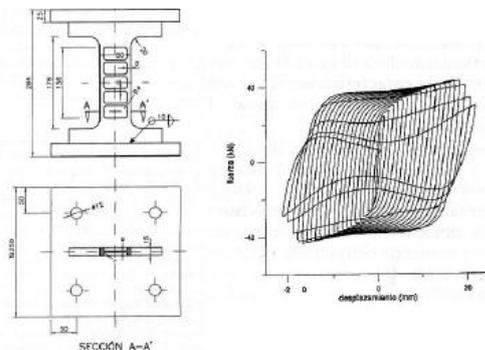


Nota: Figura 43. Sánchez Rivadeneira (2014)

2.3.1.1.5. Dispositivos SL (Shear Link). La configuración de este dispositivo es parecida a un perfil tipo I con rigidizadores horizontales. Las dimensiones de este dispositivo varían dependiendo de la cantidad de energía que se requiera disipar. Este dispositivo presenta dos mecanismos de falla que permite tener un alto nivel de seguridad, al principio presenta un mecanismo cortante donde la deformación es lineal y el elemento fluye uniformemente, cuando el dispositivo llega al nivel de degradar la resistencia empieza a presentar un mecanismo de disipación por flexión y la deformación ya no es lineal por lo que el dispositivo presenta curvas histeréticas con menor rigidez y lazos más largos, Sánchez Rivadeneira (2014).

Gráfico 12.

Dispositivos SL (Shear Link).



Nota: Figura 44. Sánchez Rivadeneira (2014)

2.3.1.1.6. Dispositivos de Rolado de Elementos en Forma de U. Este dispositivo es un mecanismo que disipa la energía por flexión en el elemento U por el rolado que produce el desplazamiento relativo de sus extremos, Sánchez Rivadeneira (2014).

Mediante ensayos Kelly et al. (1972) describió el mecanismo de falla como un retorcimiento localizado seguido de la fractura transversal del elemento, sin embargo, la histéresis producida resultó estable, Sánchez Rivadeneira (2014).

Gráfico 13.

Sistema de rolado en U. Utilizado en el Puente Napo, Ecuador.

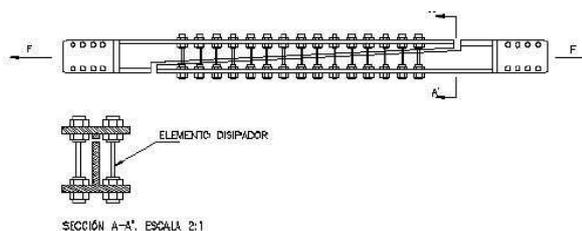


Nota: Sánchez Rivadeneira (2014).

2.3.1.1.7. Sistema DUR (Dissipator Using Steel Rods). Estos dispositivos al ser colocados como diagonales de arriostramiento forman elementos independientes de las acciones verticales debido a que parten de la flexión de los pernos y la plastificación por cortante, son de fácil instalación. A partir de ensayos se puede determinar su comportamiento y su capacidad ultima disipada por la acción de un sismo, Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009).

Gráfico 14.

Sistema DUR.



Nota: Figura 1.28. Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009)

2.3.1.2. Disipadores Por Fricción. Estos dispositivos de amortiguamiento disipan la energía utilizando la deformación relativa producida por el rozamiento o fricción seca entre dos superficies cuando están en contacto bajo presión, así como también en el deslizamiento entre ambas. En cada conexión existe una fuerza de fricción que resulta del producto de la fuerza normal por el coeficiente de rozamiento, Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009).

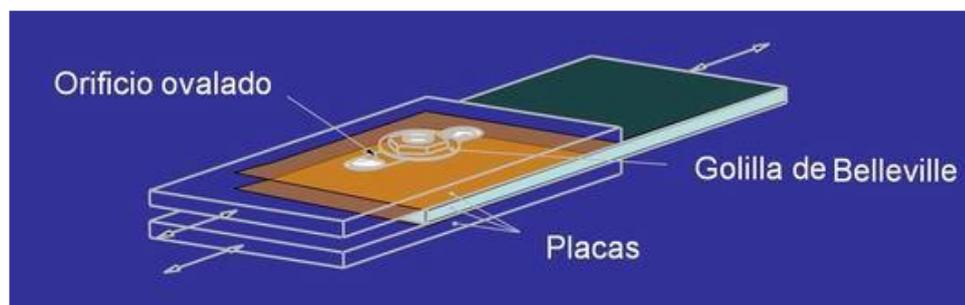
Entre los dispositivos por fricción se tiene:

2.3.1.2.1. Conexión SBC (Slotted Bolted Connection). Es un dispositivo de amortiguamiento más simple que consiste en la unión de dos placas paralelas de acero que están interconectadas a través de láminas de bronce y pernos de alta resistencia. El deslizamiento entre estas placas se da a través de orificios ovalados.

Para tener una disipación de energía debe haber plastificación de la placa donde el perno comprime, Vilema Vargas (2018).

Gráfico 15.

Conexión SBC.



Nota: Vilema Vargas (2018).

2.3.1.2.2. Sistema Pall. Disipa la energía por medio de la deformación relativa de entrepiso y la deformación angular del paralelogramo central, Vilema Vargas (2018).

Gráfico 16.

Sistema PALL.

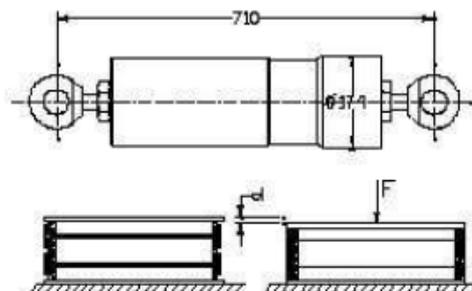


Nota: Vilema Vargas (2018).

2.3.1.2.3. Sistema EDR (*Energy Dissipating Restraint*). Este tipo de disipador obtiene las fuerzas de fricción por el deslizamiento y el aumento progresivo de la presión entre una serie de anillos interiores y exteriores, produciendo así su desplazamiento, forma de plastificación por aplastamiento de los anillos. Mediante ensayos se determinó que el comportamiento histerético de estos dispositivos es estable, repetible y predecible, pero tienen un comportamiento pobre sin mucha disipación de energía. La respuesta fuerza- desplazamiento de este tipo de dispositivos es independiente de la frecuencia de excitación del sismo, no modifica K, T y S_a , Castro and Sarmiento (2009).

Gráfico 17.

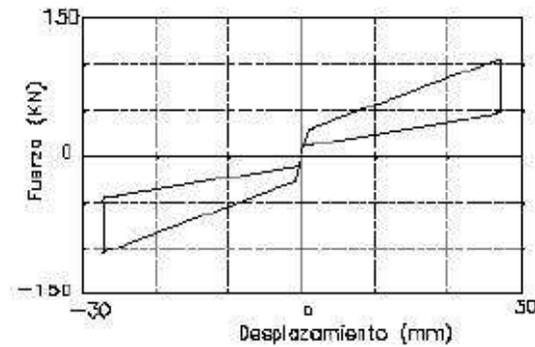
Disipador Shapia.



Nota: Vilema Vargas (2018).

Gráfico 18.

Relación carga-desplazamiento.



Nota: Figura 1.38. Villarreal Castro and Oviedo Sarmiento (2009)

La histéresis de este dispositivo no es breve porque trabaja más como un dispositivo tipo candado (lock-off). Es decir, cuando se pierde la fricción también se pierde la rigidez del dispositivo; y, se puede reducir la energía interna no por la vía del amortiguamiento histerético, sino más bien por el incremento del periodo y cambio del input de energía.

2.3.2. Disipadores Con Comportamiento Viscoelástico

El funcionamiento de estos disipadores está basado en movilizar un elemento a través de un fluido viscoso, generando fuerzas que se oponen al movimiento del elemento, con una magnitud proporcional a la velocidad, las repuestas típicas de fuerza- desplazamiento de con estos dispositivos son provistas, Sánchez Rivadeneira (2014).

Por varias décadas en la industria militar y aeroespacial, se han utilizado este tipo de disipadores a base de fluidos tales como la silicona, el aceite, etc. tanto para protección sísmica como para viento.

2.3.2.1. Disipadores De Fluido Viscoso. Este dispositivo está formado por un cilindro hueco que contiene un fluido de baja densidad, generalmente silicona, este líquido es obligado a fluir a medida que el pistón avanza, fluye a través de orificios o por la cabeza de pistón, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

Las diferencias de presión en el pistón producen fuerzas que se oponen al movimiento, estas fuerzas de fricción disipan la energía en forma de calor disminuyendo simultáneamente de esta forma los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Este tipo de dispositivos pueden ser muy efectivos, pero si se usan en gran número y el amortiguamiento puede aumentar más de 20%, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014); Chong and Fernando (2013).

Gráfico 19.

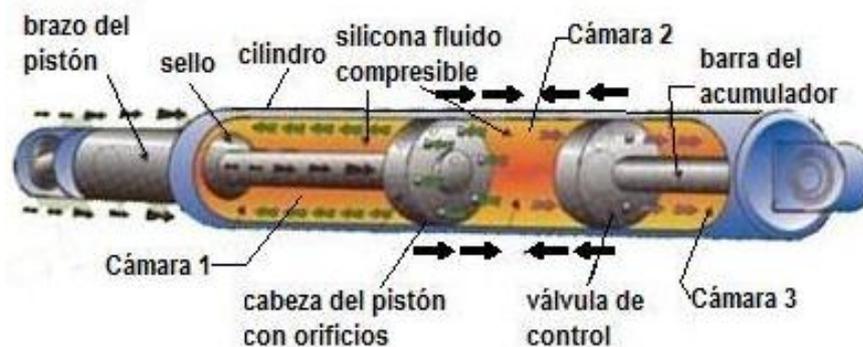
Disipadores de fluido viscoso.



Nota: Morales Díaz and Contreras Bálbaro(2012).

Gráfico 20.

Funcionamiento del disipador de energía de fluido viscoso.



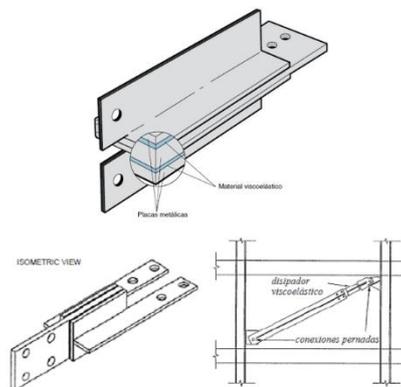
Nota: Figura 17. Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012)

2.3.2.2. Disipadores viscoelásticos sólidos: Están estructurados por una almohadilla sólida elastomérica, generalmente de copolímeros o sustancias vídrias,

unida con placas de acero. Cuando estas placas de acero son introducidas en la estructura con una configuración diagonal unida a la vibración de la estructural se induce el movimiento relativo de las láminas provocando que un extremo del disipador se desplace con respecto al otro causando que el material viscoelástico se deforme en forma de cizalla, causando un incremento de temperatura por ende disipando la energía, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014).

Gráfico 21.

Disipadores viscoelásticos (forma e instalación).



Nota: Oviedo and Duque (2009).

2.4. Configuración De Los Dispositivos De Disipación De Energía

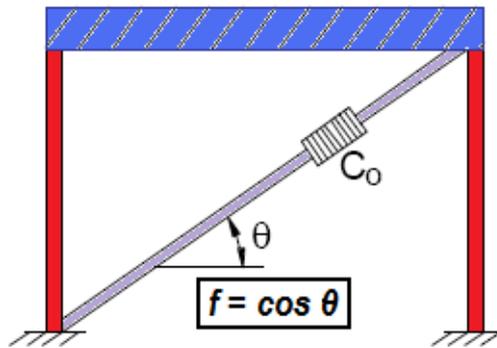
Existe una variedad de maneras de colocar disipadores en una estructura, y ella depende la eficiencia del dispositivo, la cual es medida en función a la fuerza del dispositivo en relación a la velocidad o desplazamiento de entrepiso, Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012a).

2.4.1. Configuración Diagonal

Esta configuración solo requiere tubos metálicos para su instalación motivo por el cual resulta ser la más económica, pero tiene una desventaja su menor eficiencia debido a que el dispositivo trabaja axialmente y su componente horizontal (de menor magnitud que su resultante axial) es la que trabaja en dirección, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014); Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012b).

Gráfico 22.

Configuración Diagonal.



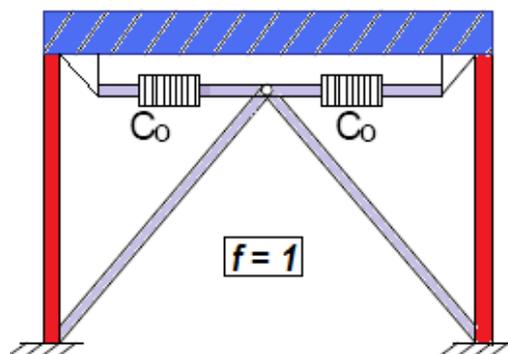
Nota: Figura 20. Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012a)

2.4.2. Configuración Horizontal Soportada Por Diagonales Chevron

Esta configuración emplea toda la capacidad del dispositivo para controlar el movimiento lateral de la estructura (desplazamiento de entrepiso), por medio de este se puede obtener un 100% de eficiencia, siempre que se tenga una alta resistencia lateral por parte de los arriostres tipo chevron que lo sostienen. Se diferencia de los demás por colocar el dispositivo de disipación de energía paralelo al entrepiso, de forma horizontal. Aunque también se la puede realizar encima del piso y de esta manera facilitar su inspección, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014); Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012b).

Gráfico 23.

Configuración Horizontal soportada por diagonales Chevron.



Nota: Figura 18. Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012a)

Gráfico 24.

Configuración Horizontal soportada por diagonales Chevron invertida.



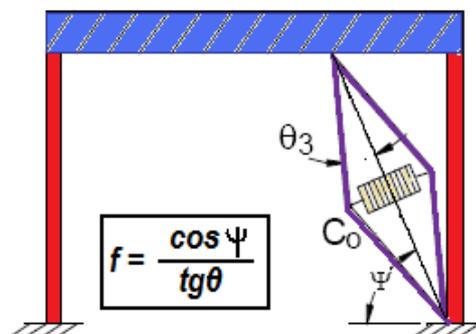
Nota: Figura 19. Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012a)

2.4.3. Configuración Scissor Jack

Esta configuración tiende a alcanzar una eficiencia mayor al 100% debido a que aumenta el desplazamiento del pistón para una deriva de piso establecida. La eficiencia se da por la relación existente entre el ángulo de inclinación del dissipador (Ψ) y el ángulo de la armadura (θ). Es poco utilizada debido a su alto costo, pero tiene la ventaja de que ocupa un menor espacio en comparación con las otras configuraciones, Chacón Álvarez and Ramírez Caparó (2014); Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012b).

Gráfico 25.

Configuración Scissor Jack.



Nota: Figura 21. Morales Díaz and Contreras Bálbaro (2012a)

2.5. Historia De Las Diagonales De Arriostramiento De Pandeo Restringido

Dentro de los BRB (por sus siglas en inglés, restrained buckling bracing), se destacan las investigaciones y compilaciones elaboradas por , Tajirian et al. (2003), Uang & Nakashima (2004), Xie (2005) y D' Aniello (2007), en las que presentan de manera detallada las diferentes etapas en el desarrollo de las BRB, desde su concepción, en la década de 1970, hasta estudios e investigaciones presentadas en los últimos años, Cancelado (2012).

Se presenta en la tabla 1 y tabla 2, un resumen de dichos trabajos, llevados a cabo en diferentes continentes, destacando las investigaciones iniciales en cada país. Se observa que la investigación en este tema está más adelantada y evolucionada en algunos países, mientras que en otros apenas inicia, Cancelado (2012).

Tabla 1.

Desarrollo de los BRB en Europa.

País	Investigador (es)	Descripción
Italia	Delia Corte et al. (2005)	Reforzamiento estructural de edificaciones de concreto reforzado usando disipadores tipo BRB.
	D'Aniello et al. (2006)	
	Mazolani (2006)	
	Antonucci et al. (2006)	
Rumania	Tanase (2009)	Estudios de los arriostramientos de pandeo restringido.
	Otros trabajos e investigaciones más recientes.	

Nota: Cancelado (2012).

Tabla 2.*Desarrollo de los BRB en América.*

País	Investigador(es)	Descripción
Canadá	Tremblay et al. (1999)	Rehabilitación de un edificio de 4 pisos con BRB.
	Tremblay et al. (2006)	Análisis y diseño de arriostramiento de pandeo restringido para aplicaciones en Canadá.
	Clark et al. (1999)	En sayos a escala real en la universidad de Berkeley, de 3 BRB para su implementación por primera vez en una edificación.
	Brown et al. (2001)	
	Black et al. (2002)	Caracterización, análisis de estabilidad y montaje de un BRB.
	Higgins & Newell (2002)	Núcleo de un acero embebido en un perfil estructural relleno de grava o arena (material no cohesivo)
	Estados Unidos	Staker & Reaveley (2002)
Merrit et al. (2003)		
Ko et al. (2002)		implementación por primera de los BRB en un reforzamiento de una edificación hospitalaria.
Tajirian et al. (2002)		Compendio de estudios sobre BRB en el país.
México	Teran & Virto (2006)	Comportamiento de edificaciones de variada altura rigidizadas con Contravientos desaheridos. (así se llaman los BRB en México)
	Coeto & Terán (2007)	
Argentina	Palazzo & Crisafulli (2004)	Estudio de distintos disipadores por fluencia.
	Palazzo & Crisafulli (2006)	Análisis numérico experimental de barras de pandeo restringido.

Nota: Cancelado (2012).

2.6. Descripción de las BRB

El conjunto BRB restringe el pandeo del núcleo bajo carga de compresión y logra un límite elástico por compresión que es aproximadamente igual a su límite elástico por tracción. Consiste en una placa de núcleo de acero que está rodeado por una carcasa de tubo de acero llena de lechada u hormigón. El núcleo se desacopla axialmente del relleno y la carcasa por varios medios que producen un aislamiento físico o espacial.

Los componentes de la BRB son 3 y se detallan a continuación:

2.6.1. Unidad Central

Consiste en dos segmentos de fluencia y no fluencia restringidos al pandeo, a partir de una placa de núcleo de acero. Ésta puede tener una variedad de formas de sección transversal, como placa plana, en forma de T o cruciforme.

El diseño cuidadoso de pórticos con BRB proporciona un sistema que puede traducir la alta ductilidad inherente del acero de alta capacidad de elongación del sistema, controlando así la respuesta de la estructura a un terremoto severo y presentando una alternativa atractiva a los pórticos arriostrados convencionales, Sabelli and Moore (2006).

Su función es soportar la carga axial, cada segmento se fabrica con regiones distintas a lo largo de su estable longitud que permiten una respuesta cíclica. El segmento de fluencia restringido al pandeo tiene un área reducida, este enfoque asegura que la respuesta inelástica se restrinja a la parte del BRB que está completamente contenida dentro del mecanismo de restricción. En el segmento de no fluencia restringida al pandeo, el área de la sección transversal del núcleo tiende a aumentar y esta región está parcialmente contenidas dentro del mecanismo de restricción, pero permanecen elásticas incluso después de que la región de deformación

se haya endurecido por deformación. Las regiones de conexión en cada extremo de la BRB están reforzadas para evitar pandeo localizado y para facilitar conexiones atornilladas, soldadas o clavadas a las vigas y columnas circundantes en el pórtico arriostrado, Kersting, Fahnestock, and López (2015).

2.6.2. Unidad De Restricciones.

La rigidez para evitar el pandeo total o local de los miembros bajo presión la proporciona típicamente un tubo relleno de hormigón, Kersting et al. (2015).

2.6.3. Materiales De Delaminación. El núcleo está desacoplado axialmente del mecanismo de restricción, y se proporciona un espacio entre el núcleo y el mecanismo de restricción para acomodar la expansión de Poisson del núcleo en compresión, así como las deformaciones axiales tanto en tensión como en compresión, de modo que el mecanismo de restricción no se mueva apreciablemente, Kersting et al. (2015).

Además, debido al efecto de Poisson, el área del núcleo de acero en el rendimiento en compresión es algo mayor que el área en el rendimiento en tensión. Por estas dos razones, los BRB tienen una resistencia a la compresión algo mayor que su resistencia a la tensión. La diferencia suele ser inferior al 10%, (Sabelli & Aiken, 2001).

La capa antiadherente debe de tener un adecuado espesor debido a que en caso de aumentarse la sección transversal de núcleo esta debe ser lo suficientemente gruesa, con la finalidad de evitar la interacción entre el mecanismo de restricción de pandeo y el núcleo, así como también la transferencia de carga axial que ocasiona dicha interacción, pero si llegase a tener espesor exagerado podría ocasionar el pandeo del núcleo del acero, afectando la fluencia y el comportamiento histerético de toda la riostra. Entre los materiales más utilizados para la fabricación de la capa están el caucho, grasa de silicona y polietileno, Ortiz Méndez (2018).

Gráfico 26.

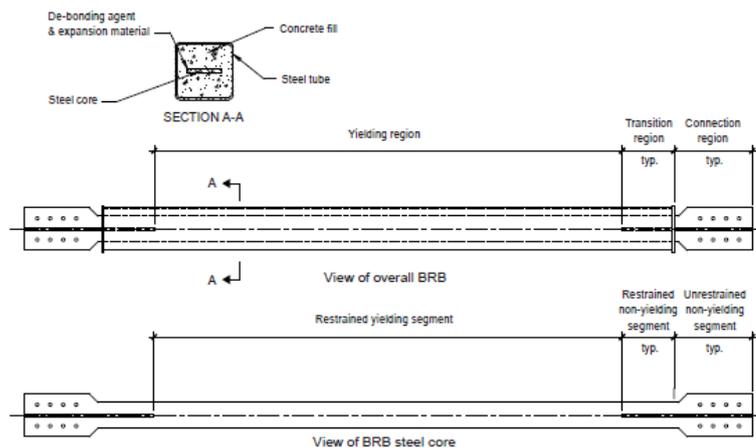
Elementos que componen una riostra de pandeo restringido.



Nota: Figura 1.1. Cancelado (2013)

Gráfico 27.

Ensamblaje Común BRB.



Nota: Kersting et al. (2015).

Por último, los sistemas deben ser proporcionados para evitar una concentración excesiva de la demanda inelástica que pueda exceder la ductilidad del miembro o causar un desplazamiento excesivo en una parte de la altura del edificio, Sabelli and Moore (2006).

Por ejemplo, si se permiten muy altas deformaciones puede fallar la riostra por:

- a) Fatiga a bajo ciclo
- b) Pandeo Inelástico
- c) Fractura a tracción

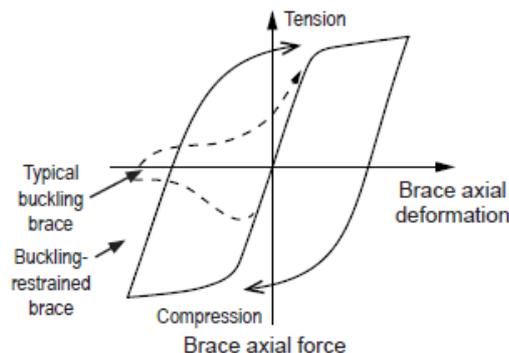
Por lo que es conveniente llenar el material a muchos ciclos de carga de alta ductilidad pues puede perderse estabilidad por degradación de rigidez

2.7 Comportamiento estructural de las BRB.

Las diagonales de arriostramiento de pandeo restringido se distinguen porque fluyen en tracción y compresión, evitando el pandeo global o local. el Gráfico 28 detalla la respuesta histerética para un arriostre de pandeo restringido, en donde se puede interpretar las diferencias significativas cuando estos elementos son sometidos a compresión. Se tiene que el comportamiento de las BRB nominalmente puede asumirse que es igual tanto en tracción como en compresión, Crisafulli (2018).

Gráfico 28.

Comparación de los ciclos de histéresis de una riostra típica de pandeo restringido (BRB).



Nota: Figura 1.3. Crisafulli (2018)

No obstante, el comportamiento se ilustra en el Gráfico 28, muestra la evolución del comportamiento cíclico y una respuesta de endurecimiento por deformación que es significativa. Las BRB exhiben un endurecimiento isotrópico y cinemático combinado, y típicamente son ligeramente más fuertes en compresión que

en tensión debido a la expansión de Poisson y la fricción en la interfaz entre el núcleo y el mecanismo de restricción, es decir la carga de la expansión se transfiere al mortero y al tubo exterior en caso de no ser absorbida en su totalidad por la capa antiadherente, incrementando la resistencia a compresión de la riostra, Crisafulli (2018).

Dentro de las disposiciones sísmicas de AISC 341-16, el comportamiento cíclico de las BRB, incluido el endurecimiento por deformación, se cuantifica con el factor de ajuste de la resistencia a la compresión, β , y el factor de ajuste del endurecimiento por deformación, ω . Estos términos se definen y analizan con más detalle en la siguiente sección, Kersting et al. (2015).

2.7.1. Principales Modos De Falla De Una Riostra De Pandeo Restringido

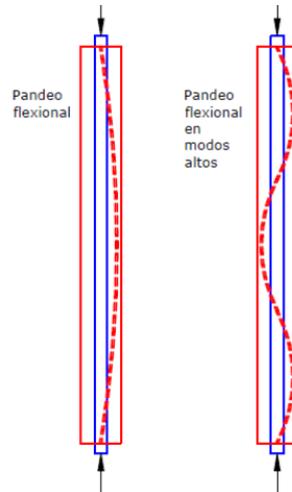
Crisafulli (2018) menciona que en una riostra de pandeo restringido los principales modos de falla son:

- Pandeo flexional del núcleo de acero en el modo de pandeo global $K=1$ de curvatura simple o como elemento de longitud K doble articulado.
- Pandeo flexional del núcleo de acero este modo de pandeo se presenta a lo largo de la longitud del núcleo dando lugar a múltiples curvaturas en forma ondulada, también denominado como ondulado.
- Pandeo torsional del núcleo en la zona de transición o en los extremos libres del mismo.
- Pandeo local del núcleo en la zona de transición o en los extremos libres del mismo.
- Falla de la conexión.

Los modos de falla por pandeo de núcleo flexional del núcleo, se explican en el Gráfico 29, Crisafulli (2018).

Gráfico 29.

Modos de falla por pandeo del núcleo.



Nota: Crisafulli (2018).

Se destaca la particularidad de discutir el pandeo de curvaturas múltiples con 1 o más puntos de inflexión a lo largo de la longitud.

Cuando se tiene una falla por ondulamiento la carga crítica de pandeo se calcula como:

$$P_e = \frac{\pi^2 n^2 EI}{(KL)^2} \quad (2)$$

Donde:

n = (Número de puntos de inflexión +1)

Crisafulli (2018) define que la teoría de pandeo de Euler predice la carga crítica de una columna sin imperfecciones, biarticulada y de material lineal y elástico, cuando se pandeará con curvatura simple a partir de la ecuación:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (3)$$

Donde:

- P_e = Carga crítica de pandeo elástico de Euler

- EI =representa la rigidez flexional del miembro comprimido (camisa de revestimiento externa)

- E = Módulo de Elasticidad

- I = Inercia Rotacional

- L = Longitud de la camisa de revestimiento

Cabe recalcar que en las riostras de pandeo restringido el núcleo se encuentra confinado por un medio elástico formado por capa antiadherente y el mortero, por esta razón el pandeo flexional en curvatura simple no es factible a la carga especificada por Euler, Crisafulli (2018).

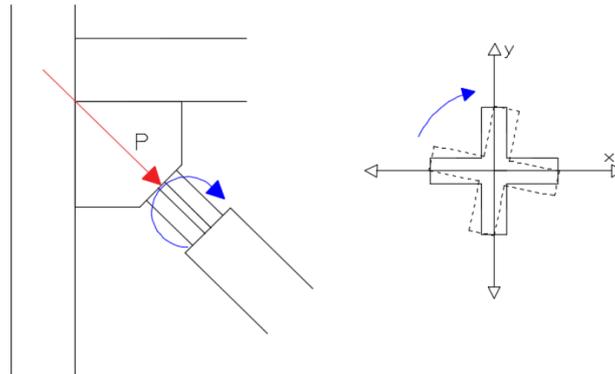
Si no se produce el pandeo local del núcleo del acero a lo largo de la longitud restringida se incrementa la eficacia de la riostra de pandeo restringido, Avecillas León (2015).

Crisafulli (2014) menciona que otro modo posible de pandeo de la riostra es la torsión del núcleo de acero en los extremos, en la zona libre comprendida entre la conexión y el extremo del tubo exterior. En el gráfico 30, se observa una barra comprimida, cuya sección transversal presenta doble eje de simetría.

Por otro lado Black, Aiken, and Makris (2002), demuestran que, si las alas se desvían ligeramente, la teoría incremental de la plasticidad indica que el esfuerzo cortante y la deformación cortante al inicio del pandeo por torsión plástico están relacionados con el módulo de corte tangente.

Gráfico 30.

Pandeo Torsional de la sección del núcleo que sobresale de la camisa de revestimiento.

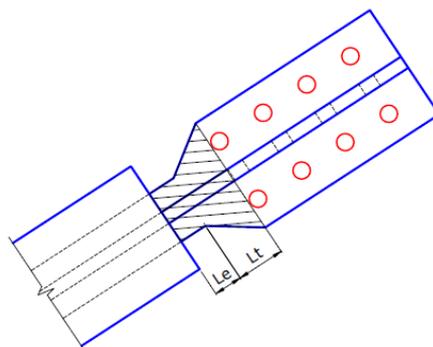


Nota: Gráfico 9. Ortiz Mendez, 2018.

En el gráfico 31 se observa el tramo libre del núcleo, L_e , el cual permite el alargamiento y acortamiento del mismo, este tramo se diseña con un valor mínimo y la zona de transición, L_t , que permite pasar, sin variaciones bruscas, de la sección transversal del núcleo de acero a la sección (usualmente mayor) donde la riostra se conecta con el resto de la estructura. Cabe recalcar que el giro del núcleo dentro del tubo es impedido por el relleno de mortero, Crisafulli (2018).

Gráfico 31.

Detalle del extremo de una riostra de pandeo.

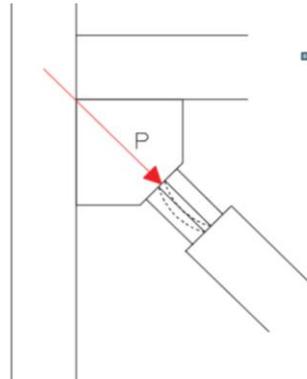


Nota: Fig. 7-11. Crisafulli (2018)

La falla por pandeo local, también podría ocurrir en la zona de longitud $L_e + L_t$. Por esta razón chequear las relaciones ancho-espesor de la riostra en dicha zona es importante, dependiendo del tipo de sección que tenga el núcleo, Crisafulli (2018).

Gráfico 32.

Pandeo Local de la sección del núcleo que sobresale de la camisa de revestimiento.



Nota: Gráfico 10. Ortiz Méndez (2018)

También se puede producir la falla de la conexión si no se tiene un diseño adecuado de conexión que cumpla con las normativas para estructuras sismorresistentes, Crisafulli (2018).

Ortiz Méndez (2018) deduce que el modo de fallo en conexión en riostras es más fácil de identificar cuando se produce el pandeo fuera del plano del arriostramiento. El pandeo fuera del plano entre el arriostramiento y la placa de Gusset de conexión al nudo se puede prevenir mediante la siguiente expresión. Nakamura et al. (1999)

$$P_{e_{trans}} = \frac{\pi^2 E I_{trans}}{(kLb)^2} \geq C_{max} \quad (4)$$

$P_{e_{trans}}$ =Carga crítica de pandeo fuera del plano.

C_{max} = Resistencia a compresión ajustada del arriostra.

I_{trans} = Momento de inercia fuera del plano del segmento de no fluencia no restringido al pandeo

k = Factor de longitud efectiva (Conservadoramente tomado igual a 1. Si no se rigidiza la placa de nudo se sugiere utilizar un valor de 2).

L_b = Longitud entre el fin de la sección restringida de pandeo del arriostra y el punto de convergencia de los ejes de viga con columna.

Si la riostra es sometida a tracción como consecuencia de la disminución del ángulo viga-columna, se puede producir pandeo en la placa del nudo, Ortiz Méndez (2018).

2.7.2. Cargas Gravitacionales

A diferencia de la mayoría de los otros sistemas, el diseño de diagonales de pandeo restringido no participa significativamente en la distribución de fuerza de gravedad del análisis. Las diagonales generalmente se instalan al final, luego del pórtico. No toman mucha carga de gravedad; pero si la sobrecarga de las losas, incluido su peso propio, se aplica luego de instalar las diagonales, se tiene una carga axial en compresión que actúa como una fuerza de precompresión, generando en la riostra una sobre resistencia donde el núcleo fluirá a una fuerza de tracción superior a la diseñada, alterando así la ductilidad del sistema, Ortiz Méndez (2018).

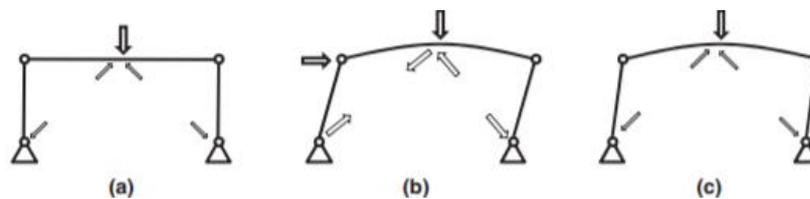
La sobre resistencia es inversamente proporcional a la carga sísmica, es decir, que en los niveles superiores de una edificación donde la carga sísmica es menor en comparación con los niveles inferiores la sobre resistencia es mayor y en niveles inferiores dicha sobre resistencia es menor, Ortiz Méndez (2018).

Si esta precompresión (Gráfico 33a) es despreciable, la riostra que desarrolla tensión bajo la carga y el desplazamiento lateral cede primero (las BRB son instaladas luego aplicar la carga de gravedad al pórtico). La riostra en compresión luego empuja hacia arriba la viga hasta que la riostra también cede (Gráfico 33b). En la condición totalmente cedida, la viga es empujada hacia arriba por la diferencia en los

componentes verticales de la fuerza de la riostra y empujada hacia abajo por la carga de gravedad. (Estos dos actúan en la misma dirección en pórticos con riostra en V). Cuando las riostras se descargan, la carga de gravedad, junto con las fuerzas de flexión en la viga, actúa para precomprimir los riostras para los ciclos subsiguientes (Gráfico 33c). Esta precompresión fortalece eficazmente los BRB para la tensión y los debilita para la compresión. La magnitud de esta precompresión hace que las riostras cedan aproximadamente con el mismo desplazamiento lateral que controla la fluencia de la riostra en tensión, anulando efectivamente la diferencia en las resistencias a la tensión y la compresión. Bruneau, Uang, and Sabelli (2011).

Gráfico 33.

Efecto de las cargas gravitatoria y sísmica en pórtico con BRBs. Resistencia de riostra a compresión mayor a resistencia de riostra a tracción.



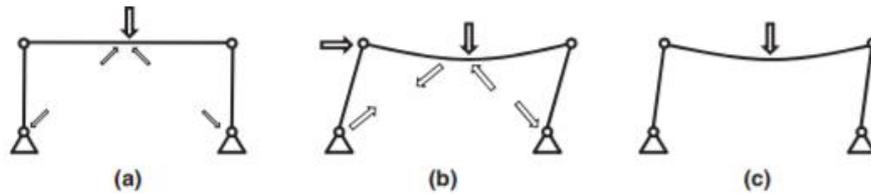
Nota: Figura 11.19. Sabelli and Moore (2006)

La precompresión, originada por la carga de gravedad (cuando las BRB se instalan antes de aplicar dicha carga, gráfico 34a) se combina con las fuerzas axiales de la riostra debidas al desplazamiento lateral, lo que hace que la riostra que resiste cargas sísmicas por compresión ceda primero (es decir, a una deriva y una fuerza sísmica más bajas), y que la riostra opuesta ceda un poco más tarde. Después de que la riostra en compresión cede, la riostra en tensión tira hacia abajo de la viga hasta que la riostra también cede. Cuando ambas riostras ceden juntas, no ejercen ninguna fuerza vertical neta sobre la viga y la carga de gravedad se resiste mediante la flexión de la viga (Gráfico 34b). A medida que las riostras se descargan de su estado cedido, tanto el empuje hacia arriba de la riostra en compresión como el tirón hacia abajo desde la

riostra en tensión se reducen al unísono y no se produce ningún cambio en la fuerza vertical sobre la viga; la carga de la gravedad continúa siendo resistida por la viga (Gráfico 34c), Bruneau et al. (2011).

Gráfico 34.

Efecto de las cargas gravitatoria y sísmica en pórtico con BRBs. Resistencia de riostra a tracción mayor a resistencia de riostra a compresión.



Nota: Figura 11.18 Sabelli and Moore (2006).

Por lo explicado anteriormente es recomendable no asignar fuerza de gravedad a las riostras durante su fase de diseño y es preferible diseñarlas para la condición de carga sísmicas, particularmente la inelástica.

2.7.2 Factores Por Sobre Resistencia Y Endurecimiento Por Deformación

Crisafulli (2018) menciona que las riostras se deben diseñarse para evitar el pandeo global y local del núcleo central. En las especificaciones define la resistencia de diseño de las riostras como:

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \tag{5}$$

Donde:

$F_{y_{sc}}$ = límite elástico medido del núcleo de acero, ksi (MPa)

A_{sc} = área de la sección transversal del segmento elástico del núcleo de acero, pulg² (mm²), Crisafulli (2018).

Se define adicionalmente a los conceptos de diseño por capacidad, la resistencia. ajustada de la riostra a compresión P_{ac} , , y a tracción, P_{at} , Crisafulli (2018).

Según las siguientes expresiones:

$$P_{ac} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (6)$$

$$P_{at} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (\text{ASCE/ SEI 7-16})$$

El Gráfico 35 muestra un diagrama de fuerza-desplazamiento bilineal relación en la que el factor de ajuste de la resistencia a la compresión, β , y la deformación. El factor de ajuste por endurecimiento del acero, ω , está relacionado con las fuerzas de la riostra y el rendimiento nominal del material, (ANSI/ AISC 341-16).

Gráfico 35.

Diagrama de fuerza- desplazamiento de la riostra.

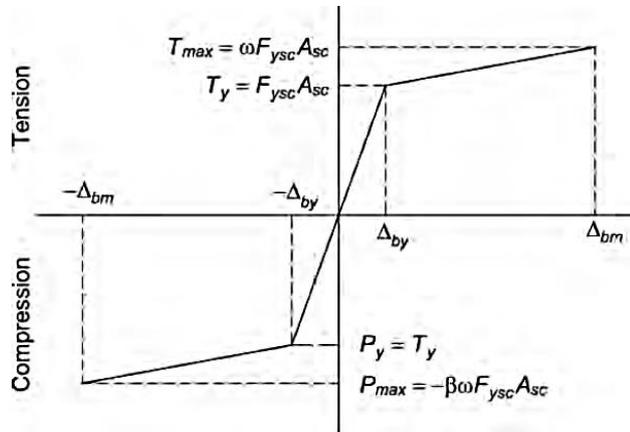


Fig. C-F4.3. Diagram of brace force-displacement.

Nota: Fig. C-F4.3. del (ANSI/ AISC 341-16).

Siendo:

$\beta =$ Definidos por la relación constitutiva del lazo histérico del acero
(Gráfico 35)

$\omega =$ Definidos por la relación constitutiva del lazo histérico del acero
(Gráfico 35)

$R_y=1.1$ Definido en (ANSI/ AISC 341-16), siendo la resistencia considerada para el material en razón.

Estas cantidades se definen como:

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{T_{m\acute{a}x}} \quad (8)$$

$$\omega = \frac{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad (9)$$

Dónde:

$P_{m\acute{a}x}$ = fuerza de compresión máxima, kips (N)

$T_{m\acute{a}x}$ = fuerza de tracción máxima dentro de las deformaciones correspondientes al 200% de la deriva de la historia tiempo de diseño (estas deformaciones se definen como $2.0\Delta b_m$ en la Sección K3.4c, kips (N). El factor de ajuste de la resistencia a la compresión, β (mayor o igual que 1.0), explica la sobre resistencia a la compresión (con respecto a la resistencia a la tracción) observado en las pruebas de pandeo restringido de los BRB, (ANSI/ AISC 341-16).

El factor ω , representa el endurecimiento por deformación. (ANSI/ AISC 341-16). Se determina de los resultados experimentales como la relación entre la resistencia máxima a tracción $T_{m\acute{a}x} = \omega F_{y_{sc}} A_{sc}$ y la resistencia de fluencia $T_y = F_{y_{sc}} A_{sc}$, Crisafulli (2018).

El esfuerzo de fluencia especificado para el núcleo de acero, F_y , no suele ser utilizado para establecer estos factores; en su lugar, se usa $F_{y_{sc}}$, el cual está determinado por las pruebas de tracción del material necesarias para demostrar el cumplimiento de la Sección K3.

Las resistencias esperadas de las riostras utilizadas en el diseño de conexiones y de vigas y las columnas se magnifican por las varias fuentes de sobre resistencia, incluyendo la amplificación debido a la resistencia esperada del material (usando la relación R_y) además de la originada en el endurecimiento del acero, ω , y ajuste de compresión, β , factores discutidos anteriormente. La amplificación debida a la resistencia esperada del material se puede determinar mediante ensayos de tracción del

material y se utiliza para dimensionar el área del núcleo de acero para proporcionar la fuerza disponible de forma más precisa, (ANSI/ AISC 341-16).

2.8. Tipos De Conexiones De Riostras De Pandeo Restringido

Para asegurar que las conexiones de la riostra de pandeo restringido tengan la resistencia adecuada, se deben aplicar criterios de diseño por capacidad. Las conexiones de la riostra deben diseñarse para resistir la resistencia ajustada de la riostra en tracción y compresión, (Crisafulli, 2018).

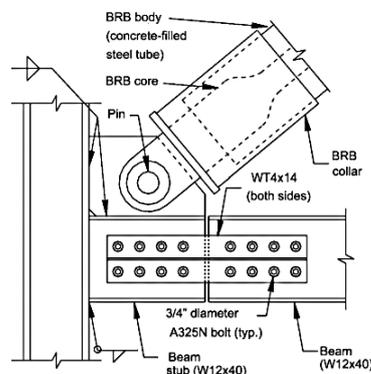
La conexión propuesta Fahnestock, Ricles, and Sause (2007) en el Gráfico 36 representa que la viga se conecta por medio chapas o cubrejuntas de alma, para permitir la rotación.

Para los BRBF (pórticos con BRB), hay tres tipos de conexiones dentro del pórtico a considerar Crisafulli (2018):

- conexión del BRB a la placa de refuerzo,
- conexión de la viga a la columna (incluidas las placas de refuerzo) y
- conexión de la columna a la placa base.

Gráfico 36.

Conexión simple para riostras de pandeo restringido - Detalle de conexión viga- columna- riostra.



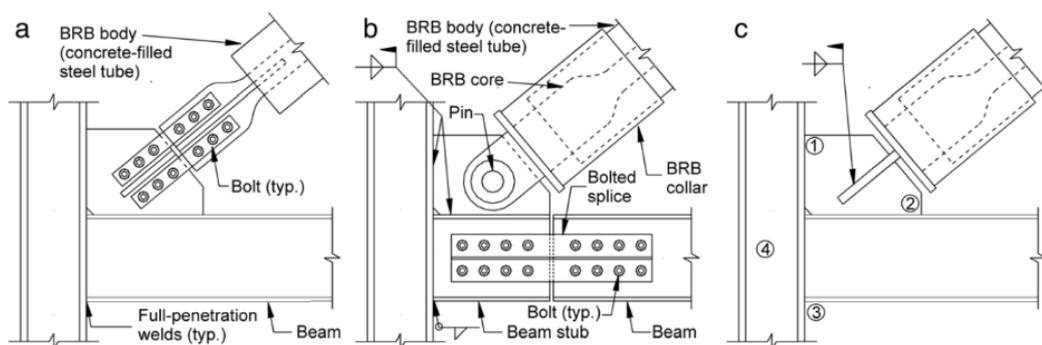
Nota: Fahnestock et al. (2007)

En los BRBF, el objetivo de diseño es limitar la deformación inelástica de los núcleos de los BRB. Las bases de las columnas deben diseñarse para las máximas cargas de compresión y tracción axial a las que columna estará sujeta, incluido el efecto de BRB unido directamente a las bases de las columnas. Según AISC 341-16, estas cargas se determinan asumiendo que las fuerzas en todos los BRB corresponden a sus resistencias ajustadas en tensión y compresión para asegurar una trayectoria de carga completa desde la parte superior del BRBF hasta los cimientos. Crisafulli (2018)

Wigle and Fahnestock (2010) postularon 3 tipos de conexiones para evaluar el comportamiento del sub-ensamblaje y el rendimiento de las variaciones en la configuración de la conexión viga- columna- riostra. Los tipos de conexiones estudiados se muestran en el Gráfico 37. Se hicieron variaciones a la configuración del extremo de la riostra (apernada, articulada y soldada), condiciones del extremo de la viga (continua y con empalme), y el espesor de la placa de refuerzo Gusset Plate (12,7mm y 25,4mm), Ortiz Méndez (2018).

Gráfico 37.

Detalles de la conexión BRBF a) viga continua, riostra atornillada, b) viga empalmada, tirante con pasador, c) viga continua, riostra soldada.



Nota: Fig. 2. Wigle and Fahnestock (2010)

Las conexiones anteriores se ensayaron en el laboratorio con 2 sistemas de vigas. Cada modelo de pórtico se cargó con un ciclo simétrico hasta las derivas

máximas del piso de 0.04 rad para simular el rango de deriva de piso esperado para un sismo con 2% de probabilidad de excedencia a Periodo de Retoro $T_r = 2475$ años en 50 años MCE (Máximo Considered Earthquake), Wigle and Fahnestock (2010).

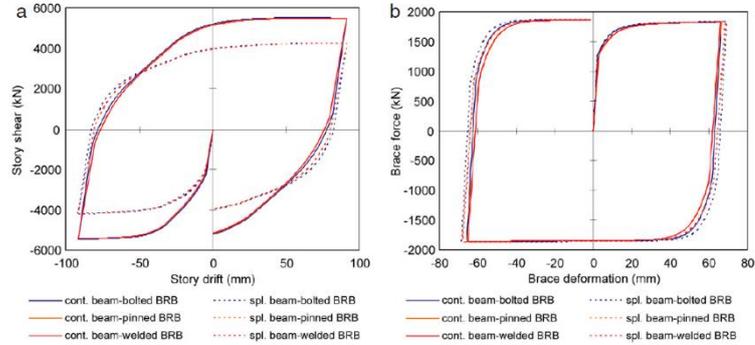
Los resultados obtenidos se centran en la respuesta en el plano y exploran la distribución de la demanda dentro de la región de conexión para identificar ubicaciones críticas y parámetros que afectan el rendimiento. Las cantidades globales de fuerza y deformación, así como las medidas locales de la tensión de Von Mises y la deformación plástica equivalente, se exploran con énfasis en la conexión viga-columna-riostra en el BRB de compresión, Wigle and Fahnestock (2010).

Uno de los resultados obtenidos se centró en que las configuraciones con vigas continuas (sin empalmes) mostraron mayor resistencia a cortante en comparación con las configuraciones con vigas empalmadas, debido a la gran transferencia de momento a través de las conexiones viga-columna para las vigas continuas. Wigle and Fahnestock (2010)

El cortante máximo del piso soportada por el piso con sistemas de vigas continuas fue un 30% mayor que el sistema con vigas empalmadas. El momento transferido a través de los empalmes de las vigas fue el 15% del momento transferido a las regiones de conexión en el pórtico con vigas continuas sin empalmes. En el gráfico 38 se presenta la respuesta de corte- deriva y fuerza axial BRB- deformación respectivamente, para las diferentes configuraciones de conexión y sistema de vigas, Wigle and Fahnestock (2010).

Gráfico 38.

Respuesta cíclica: (a) deriva de corte del piso; (b) refuerzo axial force_deformation (refuerzo sur) con refuerzo de 25,4 mm.



Nota: Fig 7. Wigle and Fahnestock (2010)

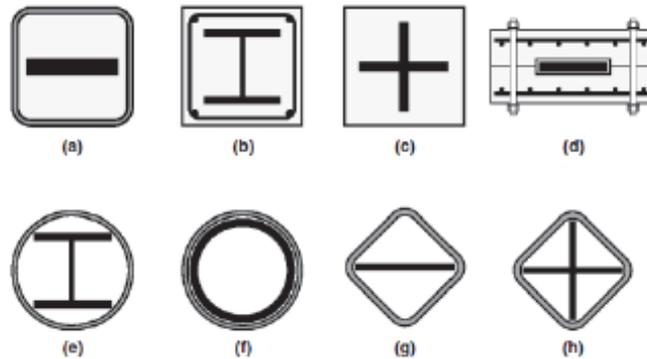
2.9. Configuración Geométrica De Riostras De Pandeo Restringido

Las secciones transversales de las BRB típicas se muestran en el Gráfico 39. el Gráfico 39 (a), muestra una placa de acero o tirantes de placa de sección transversal entrecruzados reforzados por tubos de acero rellenos de mortero. el Gráfico 39 (b) muestras tirantes de acero de sección en H rodeados por hormigón armado. el Gráfico 39 (c) muestra una riostra de acero de sección transversal entrecruzada rodeada por hormigón reforzado con fibra de acero. el Gráfico 39 (d) muestra un tipo de riostra de placa de acero reforzada por dos paneles de hormigón prefabricados unidos por pernos. Una sección de ala ancha sujeta contra pandeo lateral por un tubo de acero exterior se muestra en el Gráfico 39 (e). Una sección transversal de BRB que consta de dos tubos de acero circulares se muestra en el Gráfico (f). En esta configuración, el tubo interior es el responsable de proporcionar la resistencia contra la deformación lateral, mientras que el tubo exterior es el que soporta las fuerzas axiales. En el Gráfico 39 Giraldo Rincón and Peláez Olano (2012a), se muestra una placa de acero laminada sujeta por un tubo de acero cuadrado, misma que también se probó como BRB. En el Gráfico

39(h), el tubo cuadrado de acero se usa como miembro de restricción que encierra una sección de acero cruciforme.

Gráfico 39.

Tipos de configuraciones de BRBS.



Nota: Bruneau, Uang, & Sabelli (2011).

Actualmente, la configuración más común utilizada en los Estados Unidos es similar a la mostrada en el Gráfico 39(a), mientras que la práctica japonesa favorece a la mostrada en el Gráfico 39(c).

2.10. Patrones De Arriostramiento

Los ingenieros diseñadores pueden economizar fácilmente las BRB para proporcionar eficientemente la fuerza para satisfacer la demanda. El tamaño de BRB durante las primeras etapas de diseño a menudo resultan mucho más pequeñas en comparación con diagonales concéntricas convencionales. Sin embargo, los beneficios económicos se deben considerar menores para los sistemas BRBF por los efectos negativos de la menor redundancia, mayores fuerzas de diseño para vigas, columnas y elementos de cimentación, y posiblemente mayores derivas en los pisos más altos, Kersting et al. (2015).

Además, se debe tener cuidado al distribuir los pórticos en planta para minimizar los efectos negativos de la respuesta torsional. En términos de configuración de retícula y orientaciones de los BRB, se otorga una mayor longitud a los BRBF en

comparación con los CBF porque los BRBF mitigan las consecuencias del pandeo lateral. el Gráfico 40 muestra ejemplos de configuraciones BRBF. En edificios de varios pisos, las configuraciones de BRBF apiladas en V invertida (chevron) y V son comunes. La viga en una configuración de V invertida apilada y en una V debe dimensionarse para la carga desequilibrada. Sin embargo, la diferencia de fuerzas axiales entre la tensión y la compresión en los BRB, cuando ceden y endurecen por deformación, no genera cargas verticales desequilibradas tan grandes como en el sistema SCBF, Kersting et al. (2015).

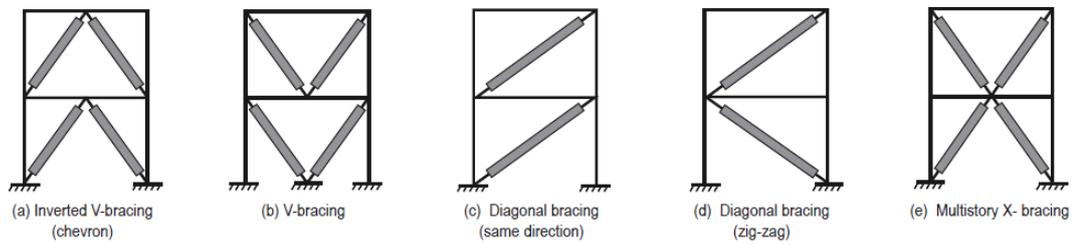
En términos de configuración de retícula y orientación de los BRB, se otorga una mayor longitud a los BRBF porque la fuerza de la riostra de compresión ajustada de un BRB es mayor que (o al menos igual a) la fuerza de la riostra ajustada a la tracción. Por lo tanto, la viga en una configuración de pórtico en V invertida tiene una carga vertical desequilibrada que puede contrarrestar con las cargas de gravedad. Kersting et al. (2015)

Generalmente, se prefieren las configuraciones en X de varios pisos, gráfico 40 (e), porque ofrecen ventajas al minimizar tanto la carga vertical desequilibrada como las cargas axiales en las vigas del pórtico y brindan la oportunidad de distribuir mejor las cargas y el rendimiento del diseño en varios pisos, Kersting et al. (2015).

Las diagonales individuales en la misma dirección a lo largo de la misma línea están permitidas por el código ASCE 341-16 para los BRBF. En aplicaciones de varios pisos, la disposición de diagonales individuales en zig-zag minimiza las cargas axiales en las vigas del pórtico.

Gráfico 40.

Ejemplos de configuraciones de BRBF.



Nota: Figure 5- 2. Kersting et al. (2015)

Naturalmente, el ángulo de inclinación de la riostra y el número de riostras que compartan el corte del piso, tendrán un efecto sobre la fuerza axial que deberá resistir una riostra individual. Además, este ángulo de inclinación tiene un grado de influencia sobre la rigidez elástica de la estructura. Sin embargo, ninguna de las configuraciones está sujeta a grandes redistribuciones de fuerzas a medida que los tirantes ceden y la estructura va más allá del rango elástico, Bruneau et al. (2011).

Aun así, la elección de la configuración tiene un efecto indirecto en el comportamiento del sistema porque la longitud de la riostra disponible para el segmento que cede será diferente para cada configuración. Bruneau et al. (2011)

Para un tamaño de vano dado, la longitud de la riostra resultante con la configuración de arriostamiento en V, por ejemplo, será significativamente menor que la disponible con la diagonal única. Por tanto, las riostras en la configuración de arriostamiento en V tendrán mayores deformaciones en la región de deformación y un mayor endurecimiento por deformación; esto afectará las fuerzas en los miembros del pórtico, cuyos elementos serán más rígidos, Bruneau et al. (2011).

No es necesario proyectar un pórtico arriostado sujeto a pandeo como un pórtico en el que todas las diagonales son miembros sujetos a pandeo. Más bien, se puede considerar como un pórtico arriostado en el que la capacidad de deriva inelástica es el producto de la capacidad de ductilidad axial de los elementos

restringidos por pandeo. Considerado de esta manera, los pórticos se pueden diseñar utilizando configuraciones que ofrecen ventajas significativas de rendimiento y costo, Bruneau et al. (2011).

2.11. Ventajas Y Desventajas

Los BRBF ofrecen las siguientes ventajas y desventajas Bruneau et al. (2011)

Ventajas

- En comparación con los pórticos de momento SMRF, los BRBF exhiben una alta rigidez lateral elástica para sismos frecuentes de baja intensidad, lo que facilita la satisfacción de los requisitos de deriva del código y el control de daño no estructural.
- Los BRBF eliminan el pandeo indeseable de los SCBF al ceder tanto en tensión como en compresión, lo que proporciona una disipación de energía más grande y estable en el caso de sismos de alta intensidad como el Sismo de Diseño MDE ($T_r= 425$ años) y el máximo MCE ($T_r =247$ años)
- Los BRBF proporcionan una instalación económica a través de una conexión con pasadores a las placas de refuerzo, lo que elimina la costosa soldadura e inspección en el campo.
- Los BRB actúan como un fusible estructural reemplazable, lo que minimiza daños a otros elementos y es posible reemplazar los BRB dañadas después de terremotos de alta intensidad.
- Los BRBF ofrecen flexibilidad de diseño porque tanto la resistencia como la rigidez de las diagonales se puede ajustar fácilmente. Además, es fácil modelar el comportamiento cíclico de los BRB mediante análisis inelásticos.

- Para la rehabilitación sísmica, los BRBF pueden ser más ventajosos que el sistema de arriostramiento convencional debido a que las disposiciones de diseño por capacidad para este último sistema pueden requerir un costoso refuerzo del diafragma del piso y la cimentación.

- En los sistemas SCBF, la ubicación de las diagonales rigidizadoras concéntricas se realiza con la finalidad de que estas sean capaces de resistir más del 75% del cortante basal en ambas direcciones dando como resultado que la estructura funcione como un sistema rígido. Mientras que en el sistema BRBF se usan los BRB como complemento del pórtico para incrementar su ductilidad, con moderado incremento de derivas respecto al sistema SCBF.

Desventajas:

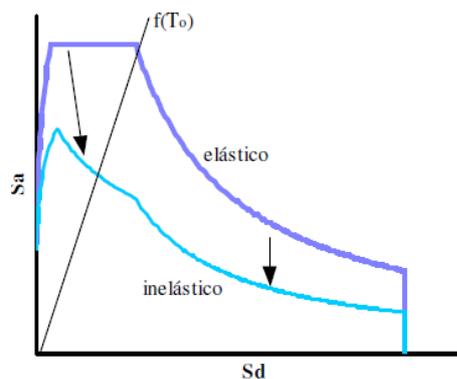
- La mayoría de los BRB tienen patentes comerciales.
- Si no se controlan adecuadamente, los aceros comúnmente utilizados para fabricar el segmento de fluencia restringido pueden tener una amplia gama de límites de fluencia.
- Las tolerancias de montaje en campo son generalmente más bajas que las de pórtico arriostrados convencionales.
- Pueden producirse grandes deformaciones permanentes bajo altos niveles de carga sísmica porque este tipo de sistema, como muchos otros, no tiene un mecanismo de centrado.
- Los criterios para detectar y reemplazar los BRBF dañados deben estar establecidos y resulta difícil detectar daño excesivo porque ocurre internamente dentro del encamisado.

2.12 Demanda Sísmica

Demanda Sísmica es el requerimiento que el sismo le impone a la estructura y se representa mediante los espectros de pseudo-aceleración “ S_a ” y de desplazamientos “ S_d ”, cuyas ordenadas están biunívocamente asociadas a un mismo período “ T ” de vibración, cuya sustitución permite relacionar directamente a S_a con S_d , a través del denominado “Diagrama de Demanda”, que por su naturaleza vincula aceleraciones con desplazamientos. El mismo se suele identificar, alternativamente, como “Espectro de Demanda en Formato AD”. Se debe diferenciar entre la “Demanda Elástica”, asociada a la respuesta de una estructura que obedece a un modelo linealmente elástico, y la “Demanda Inelástica”, aplicable a estructuras con comportamiento elastoplástico, cuya derivación a partir de la Demanda Elástica corresponde a reducciones de las ordenadas espectrales, por la vía del Factor de Modificación de Respuesta “ R ”. Guendelman, Guendelman, Lindenberg, Leyton, and Eisenberg (2002)

Gráfico 41.

Espectros de Demanda.



Nota: Figura N°4, Guendelman.

Debido a que las incertidumbres para predecir la ocurrencia de un evento sísmico son muy elevadas, se puede realizar un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés), el cual implica un estudio que no se centra en un solo evento “crítico” y, por el contrario, involucra las incertidumbres (distancia,

magnitud, entre otros) en la predicción de los niveles de intensidades sísmicas. El PSHA incrementa la complejidad en los cálculos, también anexa herramientas de las cuales se pueden controlar y justificar, de una mejor manera, los resultados de peligro sísmico, Quinde Martínez and Reinoso Angulo (2016).

CAPÍTULO 3

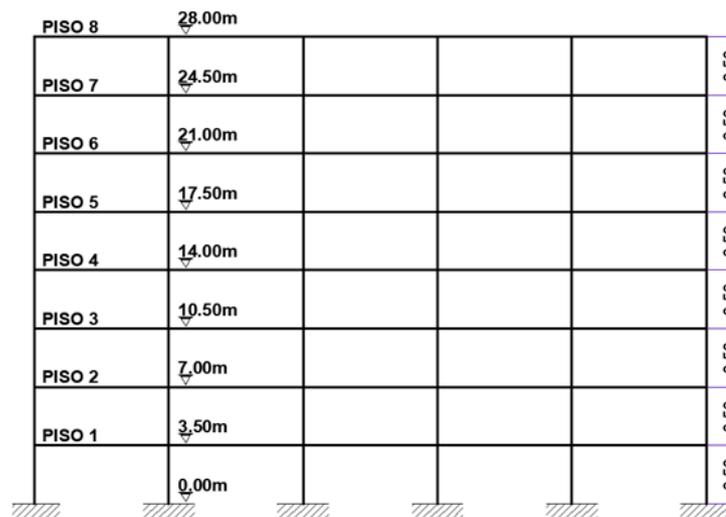
MARCO METODOLÓGICO

3.1. Bases Para El Diseño De Un Sistema De Pórticos Dúctiles Con Pandeo Restringido-BRBF

(Borbor & Panchana, 2020) plantean un sistema SCBF (Sistemas Estructurales de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricos) para una estructura, el cual consiste en un pórtico arriostrado con diagonales en forma de V invertida que se conectan en un punto formando una celosía vertical que resiste cargas laterales. El sistema tiene un comportamiento estable y dúctil en caso de un terremoto, logrando soportar deformaciones laterales inelásticas sin experimentar fallas prematuras, debido a que las diagonales se pandean alternadamente en cada ciclo de carga, muestran grandes deformaciones axiales después del pandeo, las que son aproximadamente 10 a 20 veces su deformación elástica. La estabilidad depende del correcto diseño y de los detalles de la diagonal a tensión cuando falla por pandeo la diagonal en compresión.

Gráfico 42.

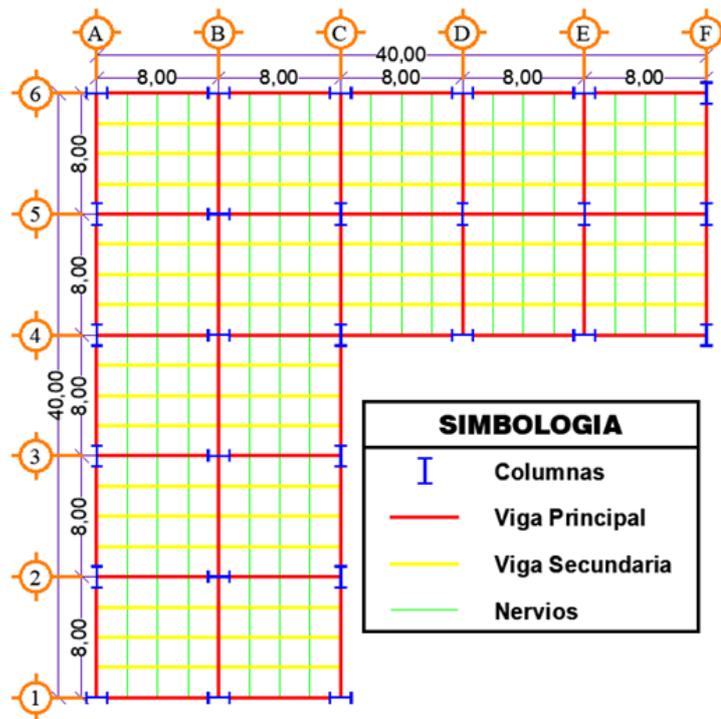
Elevación de la estructura con sistema SCBF.



Nota: Gráfico 16, Borbor & Panchana (2020).

Gráfico 43.

Planta de la estructura con sistema SCBF.

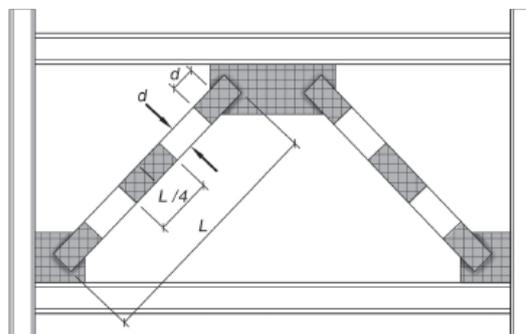


Nota: Gráfico 16, Borbor & Panchana (2020).

En el sistema SCBF, las fallas ocurren con mayor frecuencia en las rótulas plásticas (pandeo local debido a la falta de sección compacta) o en las conexiones. Las rótulas plásticas normalmente se encuentran en los extremos de una diagonal o en el medio de la diagonal, como se lo describe en el Gráfico 44:

Gráfico 44.

Funcionamiento de un SCBF- Zonas protegidas del pórtico en V invertida



Nota: Fig. C-F2.5 tomada del Código (ANSI/ AISC 341-16)

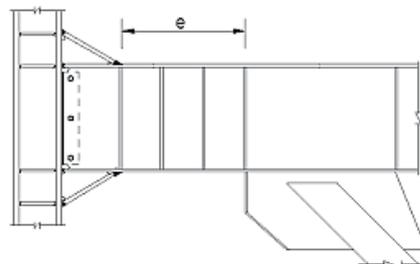
En la misma estructura diseñada como sistema SBCF propuesta por Borbor and Panchana (2020) se plantea diseñar un sistema BRBF. Al igual que el SCBF, las líneas centrales de los miembros se conectan en una, para formar un sistema con diagonales tipo Chevron Invertido que resiste las fuerzas laterales. Los BRBF tienen más ductilidad y absorción de energía que los SCBF, porque el pandeo de la diagonal y su degradación de la resistencia y rigidez asociada se excluye por el encapsulado del acero y se obtiene un comportamiento estable en ambas diagonales para las fuerzas y deformaciones correspondientes a la deriva de diseño del piso.

Los BRBF se caracterizan por su capacidad de ceder de forma inelástica tanto en compresión como en tensión. Los elementos de arriostramiento disipan energía a través de ciclos estables de rendimiento de tensión-compresión.

El Gráfico 45 muestra el detalle requerido para la conexión BRB con la columna a fin de prevenir que la rótula plástica se forme en la viga, en el panel de conexión y en las columnas; mediante una zona de conexión reforzada. Este reforzamiento tiene por objeto evitar que la rótula plástica se forme dentro de los BRBF.

Gráfico 45.

Conexión reforzada diagonal- columna.

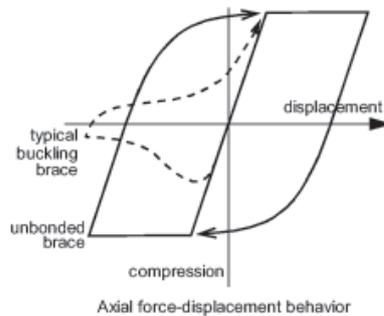


Nota: Fig. C-F3.9 tomada del Código (ANSI/ AISC 341-16)

El Gráfico 46 muestra el comportamiento histerético característico de este tipo de diagonal de pandeo restringido y su comparación con el de una diagonal de pandeo permitido, el cual se logra al limitar el pandeo del núcleo del acero, de esta manera la carga axial se confina al núcleo de acero mientras que el mecanismo de restricción de pandeo, típicamente una carcasa, resiste el pandeo general de la diagonal y restringe el pandeo del núcleo de acero en cualquier modo (ondulado o simple).

Gráfico 46.

Comportamiento histerético típico de la diagonal restringida por pandeo.



Fuente: Fig. C- F4.2. tomada del Código (ANSI/ AISC 341-16)

Los pórticos arriostrados restringidos por pandeo se componen de columnas, vigas y elementos de arriostamiento (BRB), éstos últimos están sujetos principalmente a fuerzas axiales.

3.2. Análisis Estructural

3.2.1. Análisis Modal Espectral

El análisis sísmico dinámico está conformado por la combinación de un análisis modal y un análisis espectral. Se tienen dos tipos de vibraciones, una vibración libre y otra vibración forzada. La vibración libre de cada modo está en función de la masa y rigidez estructural; sin perturbación externa. Con el análisis modal se determina

el periodo de vibración y el porcentaje de masa participativa. Por otro lado, el análisis espectral es la simulación de la acción sísmica a través de un espectro de respuesta; y con este análisis se determinan las fuerzas internas de diseño (normal, cortante, momento), (Villareal, 2016).

El análisis modal espectral o método de la respuesta espectral, es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo, mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas, (Basualdo, 2013).

3.2.1.1. Análisis Modal Espectral Nec-15.

3.2.1.1.1. *Determinación del espectro del diseño.*

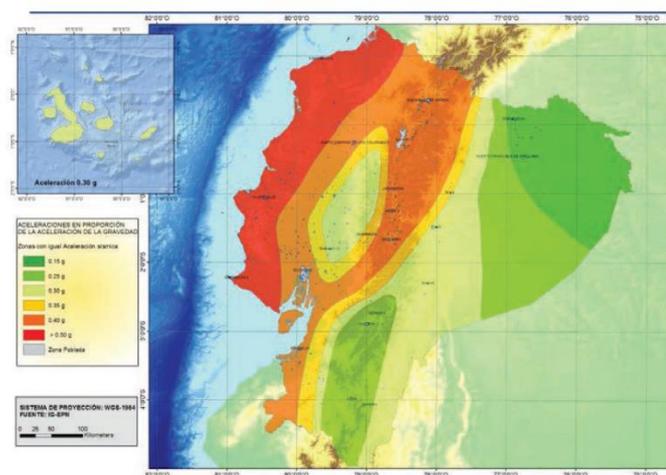
El espectro de diseño elástico $S_a(T)$ debe de cumplir con los parámetros de la amenaza sísmica y geotécnica del perfil de suelo donde se va a diseñar la estructura, los cuales son:

3.2.1.1.2. *Zonificación sísmica y factor de zona Z.*

El factor Z esta expresado como fracción de la aceleración de la gravedad y representa la aceleración máxima esperada por un sismo de diseño en roca.

Gráfico 47.

Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z



Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

La provincia de Santa Elena se encuentra ubicada en una zona de muy alto peligro sísmico (Zona Sísmica "VI" según la norma NEC_SE_DS). Correspondiéndole un factor de zona $Z=0,5$. Se adopta para este estudio el tipo de suelo C, correspondiente a suelo muy denso o roca blanda, como se detalla en la Sección 3 de NEC -15.

Tabla 3.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica.

Lugar	Zona sísmica	Factor z	
		Factor z	Caracterización del peligro sísmico
Provincia de Santa Elena	VI	≥ 0.5	Muy alta

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

3.2.1.1.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , y F_s .

La NEC 15 sección 3.2.2, detalla los coeficientes de perfil de suelo establecidos para el suelo tipo C adoptado. A continuación, se detallan los coeficientes requeridos:

Tabla 4.

Factores de perfil de suelo.

SUELO TIPO C – LA LIBERTAD			
VI	Fa	Fa	Fs
≥0.5	1.18	1.06	1.23

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

3.2.1.1.4. Cortante basal de diseño.

Este valor se aplicará en cada dirección especificada al nivel de la base de la estructura y se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{\emptyset p * \emptyset e * R} \quad (\text{ASCE/ SEI 7-16})$$

Donde:

- I = Importancia de la estructura
- Sa = Aceleración espectral
- $\emptyset p$ = Coeficiente de irregularidad en planta
- $\emptyset e$ = Coeficiente de irregularidad en elevación
- R = Coeficiente de reducción de respuesta estructural

Cabe recalcar que NEC-15 en la Sección 6.2.2.b. indica que “el valor del cortante dinámico total V_d en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser”:

- a. $V_d < 80\%$ del cortante basal V obtenido por el método estático par estructuras regulares.

- b. $V_d < 85\%$ del cortante basal V obtenido por el método estático para estructuras irregulares.

3.2.1.1.5. *Factor de Importancia I.*

Se utilizará el factor de importancia $I = 1.0$, correspondiente a estructuras de uso normal, no esencial y no especial.

Tabla 5.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

3.2.1.1.6. *Irregularidades en la estructura.*

Estos coeficientes se estimarán a partir de la configuración tanto en planta como en elevación de la estructura, con el propósito de efectuar un incremento en la fuerza sísmica, de tal forma que se consigan secciones de vigas y columnas que contrarresten estas fuerzas laterales.

Tabla 6.

Coefficientes de irregularidad en planta aplicables.

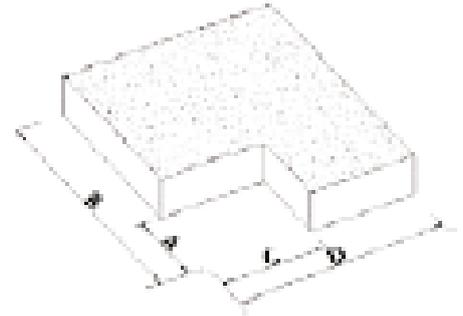
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas

$$\Phi_{pi}=0.9$$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un

entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

Tabla 7.

Coefficientes de irregularidad en elevación aplicables.

Coefficientes de irregularidad en elevación aplicables.

La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.

No se tiene irregularidad en elevación

$$\Phi_{PE} = 1$$



Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

3.2.1.1.7. Coeficiente R.

El coeficiente de reducción de respuesta estructural para la estructura que corresponde a pórticos especiales sísmos resistentes de acero laminado en caliente, es de **R = 8** de acuerdo al a la tabla 16 de la NEC SD-SD-2015.

Tabla 8.

Coeficiente de reducción.

Pórticos resistentes a momentos.	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

3.2.1.1.8. Período de vibración T .

Se usa el Método 1 de la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), para determinar el periodo aproximado de vibración de la estructura.

El Método 1, establece la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^a \quad (11)$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Período de vibración

Tabla 9.

Coefficientes según el tipo de estructuras.

Tipos De Estructuras	C_t	α
Estructuras de acero		
Con arriostramientos	0.073	0.75

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

3.2.2. *Análisis Modal Tiempo Historia*

El análisis modal elástico historia tiempo usa todos los modos de vibración que se calculan en función de la rigidez elástica efectiva.

3.2.2.1. *Análisis Historia Tiempo Lineal de Vigas y Columnas*

Durante la integración temporal, el comportamiento de estos modos no se modifica y la respuesta estructural refleja la rigidez elástica constante y los parámetros lineales de las vigas y columnas de los pórticos.

3.2.2.2. *Análisis Historia Tiempo No Lineal de los BRBs*

El análisis modal o historia tiempo de tipo no lineal se usa para modelar la disipación de energía en los elementos diagonales BRB. Para dicho efecto, se utiliza el software SAP 2000.

El método de análisis de historia temporal no lineal utilizado en SAP2000 es una extensión del método Fast Nonlinear Analysis (FNA) desarrollado por Wilson (Ibrahimbegovic y Wilson, 1989; Wilson, 1993). El método es extremadamente eficiente y está diseñado para ser utilizado para sistemas estructurales que son principalmente elásticos lineales, pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos. Para el método FNA, toda la no linealidad está restringida a los BRB modelados como elementos vínculo (Link), Computers and Structures (2009).

A continuación, se incluye una breve descripción del método.

Las ecuaciones de equilibrio dinámico de una estructura elástica lineal con elementos de Vínculo no lineales predefinidos sujetos a una carga arbitraria se pueden escribir como:

$$K_L u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) + r_N(t) = r(t) \quad (12)$$

Dónde:

K_L matriz de rigidez de los elementos elásticos lineales (todos los elementos excepto los elementos Vínculo)

C matriz de amortiguamiento proporcional

M matriz de la masa

r_N vector de fuerzas de los grados de libertad no lineales en los elementos Vínculo \dot{u} \ddot{u} y \ddot{u} desplazamientos relativos, velocidades y aceleraciones con respecto al suelo

r vector de cargas aplicadas.

3.2.2.2.1. Cargas.

La carga, $r(t)$, aplicada en un caso de historia tiempo, dado puede ser una función arbitraria del espacio y el tiempo. Puede escribirse como una suma finita de vectores de carga espacial, p_i , multiplicada por funciones de tiempo, $f_i(t)$, como:

$$r(t) = \sum_i f_i(t) p_i \quad (13)$$

El programa utiliza patrones de carga y cargas de aceleración para representar los vectores de carga espacial. Las funciones de tiempo pueden ser funciones arbitrarias de tiempo o funciones periódicas como las producidas por el viento o la carga de las olas del mar; o en este caso las producidas por cargas sísmicas, Computers and Structures (2009).

Si se utilizan cargas de aceleración, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones se miden en relación con el suelo. Las funciones de tiempo asociadas con las cargas de aceleración m_x , m_y y m_z son los componentes correspondientes de la aceleración uniforme del suelo, u_{gx}'' , u_{gy}'' y u_{gz}'' , Computers and Structures (2009).

3.2.2.2.2. *Condiciones iniciales.*

Las condiciones iniciales describen el estado de la estructura al comienzo de un caso de historia tiempo. Éstas incluyen:

- Desplazamientos y velocidades
- Fuerzas y tensiones internas
- Variables de estado internas para elementos no lineales
- Valores energéticos de la estructura
- Cargas externas

Las aceleraciones no se consideran condiciones iniciales, sino que se calculan a partir de la ecuación de equilibrio.

Debido a que los análisis FNA solo pueden continuar a partir de otros análisis FNA, se modelan las cargas estáticas que actúan sobre vigas y columnas de la estructura como un caso de carga FNA de tipo dinámico, Computers and Structures (2009).

En realidad, es muy sencillo realizar un análisis estático utilizando FNA. La carga se aplica de forma casi estática (muy lentamente) con una gran amortiguación.

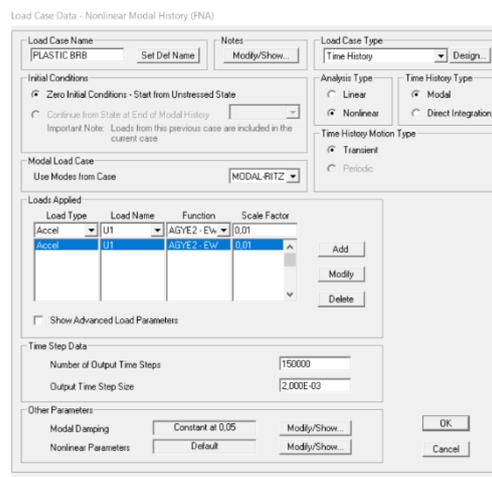
El procesamiento de modelamiento FNA en SAP2000 es el siguiente:

1. Se define la función de historia tiempo desde un archivo.
2. Se define un caso de carga historia tiempo modal no lineal (FNA); por ejemplo, Plastic BRB. Se empieza desde cero u otro caso FNA
3. Se aplica los patrones de carga deseados mediante las funciones de los sismos escogidos. Ej. AGYE 2 E-W
4. Se usan tantos pasos de tiempo como desee, verificándose de que el tiempo total sea al menos el doble del tiempo de aceleración de la función "AGYE 2 E-W"
5. Se utiliza una participación modal alta, por ejemplo 0,99
6. Se puede utilizar los modos de vibración calculados con los vectores Ritz como condiciones iniciales para otros casos FNA.

Este enfoque es particularmente útil para el análisis no lineal FNA donde el comportamiento de los elementos Vínculo, dependen en gran medida de la fuerza y desplazamiento total que actúa sobre los elementos, Computers and Structures (2009).

Gráfico 48.

Caso de Carga Historia Tiempo Tipo No Lineal FNA.



Nota: Fuente Sap 2000.

Normalmente, todos los modos se tratan como dinámicos. En cada paso de tiempo, la respuesta de un modo dinámico tiene dos partes:

- Respuesta forzada, que es directamente proporcional a la carga modal, Computers and Structures (2009).
- Respuesta transitoria, que es oscilatoria y que depende de los desplazamientos y velocidades de la estructura al comienzo del paso de tiempo, Computers and Structures (2009).

3.2.2.2.3. *Caso de carga modal.*

El análisis modal se realiza utilizando la matriz de rigidez completa, \mathbf{K} , y la matriz de masas, \mathbf{M} . Es muy recomendado que se utilice el método del vector de Ritz para realizar el análisis modal, Computers and Structures (2009).

Es importante reconocer que la solución de las ecuaciones modales depende de la representación adecuada de las fuerzas no lineales por las fuerzas modales. Esto no es automático, y requiere las siguientes consideraciones especiales:

- La masa y/o momentos de inercia de masa deben estar presentes en todos los grados de libertad no lineales.
- El método del vector Ritz debe usarse para determinar los modos, a menos que todos los posibles modos estructurales se encuentran utilizando análisis de vectores propios
- Los vectores de carga inicial de Ritz deben incluir una carga de deformación no lineal para cada grado de libertad no lineal independiente
- Se debe buscar un número suficiente de vectores Ritz para capturar completamente la deformación en los elementos no lineales.

Gráfico 49.

Caso de Carga Modal.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL-RITZ Notes: Modify/Show... Load Case Type: Modal

Stiffness to Use:
 Zero Initial Conditions - Unstressed State
 Stiffness at End of Nonlinear Case

Number of Modes:
Maximum Number of Modes: 150
Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UY	0	99
Link	All	0	99
Accel	UX	0	99
Accel	UY	0	99

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Nota: Fuente SAP 2000.

3.2.2.4. Participación del Amortiguamiento modal.

La amortiguación modal es uno de los parámetros principales de análisis modal historia tiempo no lineal. Para cada caso de carga de historial temporal modal no lineal, se puede especificar relaciones de amortiguamiento modal que son:

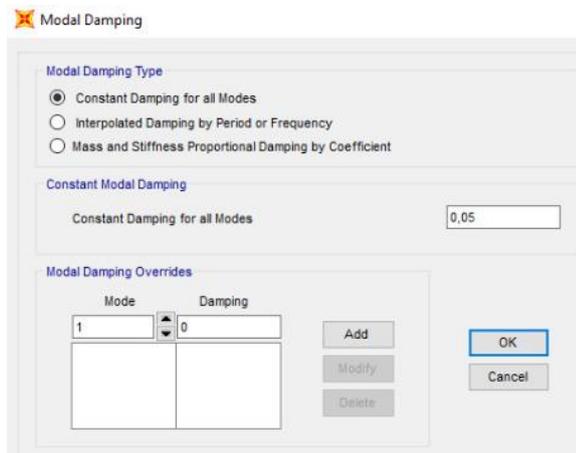
- Constante para todos los modos
- Interpolado linealmente por período o frecuencia. La relación de amortiguación se especifica en una serie de puntos de frecuencia o período. Entre los puntos especificados, la amortiguación se interpola linealmente. Fuera del rango especificado, la relación de amortiguación es constante en el valor dado para el punto especificado más cercano.
- Masa y rigidez proporcionales. Esto imita la amortiguación proporcional utilizada para la integración directa, excepto que nunca se permite que el valor de amortiguación supere la unidad.

También es importante señalar que el amortiguamiento modal se realiza con respecto a la matriz de rigidez total, K , que incluye la rigidez efectiva de los elementos no lineales.

Si se va a utilizar una amortiguación modal distinta de cero, entonces la rigidez efectiva especificada para estos elementos es importante. En general, se recomienda que se use la rigidez inicial del elemento como rigidez efectiva o se use la rigidez secante obtenida de las pruebas al valor esperado del desplazamiento máximo.

Gráfico 50.

Amortiguación modal.



Nota: Fuente SAP 2000.

3.2.2.2.5. *Análisis Dinámico Paso A Paso En El Tiempo (NEC 15).*

Cuando la cimentación se somete a un acelerograma específico, se obtiene el análisis de respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo.

3.2.2.2.6. *Registros de aceleración.*

A partir de la selección adecuada de acelerogramas, se realiza el análisis paso a paso en el tiempo, utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas, debidamente escalados. Se recomienda usar registros de al menos 3

eventos sísmicos, NEC- SE -DS (2015).

Estos acelerogramas deben tener las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismo de falla y efecto suelo, y cumplir con aquellos parámetros que controlan el sismo de diseño, y cumplir con las disposiciones de la Sección 10.5.4. Si se analizan 3 pares de registros (componentes NS Y EW de cada sitio), el diseño adoptará la respuesta máxima de los parámetros objetivo. Si se realizan 7 pares o más análisis paso a paso a lo largo del tiempo, el valor promedio de los parámetros de respuesta objetivo se utilizará en el diseño, NEC- SE -DS (2015).

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, se debe construir la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para el amortiguamiento crítico de 5%, siendo la fracción del amortiguamiento pequeña. La relación de escala de los acelerogramas debe ser tal que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no sea menor que el espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0.2 T y 1.5 T. Para considerar los efectos de torsión, los dos componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato , NEC- SE -DS (2015).

3.2.2.2.7. Principios de análisis no lineales paso a paso en el tiempo.

El análisis no lineal paso a paso en el tiempo debe ajustarse a los principios determinados por la dinámica estructural, NEC- SE -DS (2015).

Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis totalmente respaldados, NEC- SE -DS (2015).

La respuesta inelástica máxima de desplazamientos y la estimación de fuerzas no se reducirán y deberán cumplir con los requisitos de este capítulo, NEC- SE -DS (2015).

3.3. Modelamiento De Las Diagonales De Arriostamiento De Pandeo Restringido Dentro De Un Pórtico

3.3.1. Elemento Vínculo

Para modelar las diagonales arriostradas con pandeo restringido en el programa Sap2000, se utiliza el elemento vínculo. Este elemento de enlace o vínculo conecta dos nodos y define un comportamiento no lineal que será modelado con la curva de comportamiento plástico uniaxial del Modelo de Wen (1976).

Se realizará un análisis elástico Modal Historia Tiempo de tipo no lineal para el elemento vínculo. El sistema de pórticos especiales usa elementos tipo “Frame”.

Seis deformaciones internas independientes se definen para el elemento vínculo (axial, corte en el plano 1-2, corte 1-3, torsión, flexión pura en el plano 1-3, flexión pura en el plano 1-2). Todas las traslaciones, rotaciones y deformaciones se expresan en términos del sistema de coordenadas locales del elemento, Computers and Structures (2009).

Gráfico 51.

Elemento Link /Support o vínculo tipo Plastic Wen (1976).

The screenshot shows the 'Link/Support Property Data' dialog box. The 'Link/Support Type' is set to 'Plastic (Wen)'. The 'Property Name' is 'WEN1'. There are buttons for 'Set Default Name' and 'Modify/Show...'. The 'Total Mass and Weight' section has input fields for Mass (0), Weight (0), and Rotational Inertia 1, 2, and 3 (all 0). The 'Factors For Line, Area and Solid Springs' section has input fields for 'Property is Defined for This Length in a Line Spring' (424.26) and 'Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs' (1). The 'Directional Properties' section has a table with columns for Direction, Fixed, NonLinear, and Properties. The 'U1' row is checked in the Direction column, and the 'NonLinear' checkbox is checked. There are 'Fix All' and 'Clear All' buttons at the bottom left. The 'P-Delta Parameters' section has an 'Advanced...' button. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

Nota: Fuente SAP 2000.

Hay seis relaciones fuerza-deformación que gobiernan el comportamiento del elemento, una para cada una de las deformaciones internas.

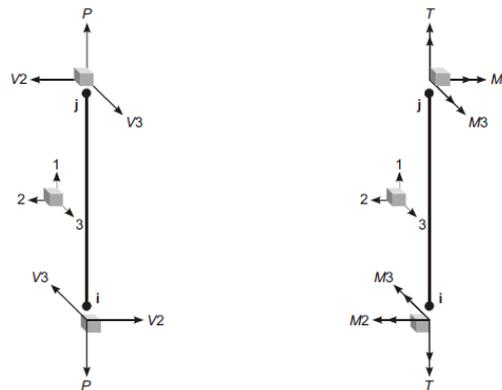
- Axial: f_{u1} vs d_{u1}
- Cortar: f_{u2} vs d_{u2} , f_{u3} vs d_{u3}
- Torsional: f_{r1} vs d_{r1}
- Flexión pura: f_{r2} vs d_{r2} , f_{r3} vs d_{r3}

dónde f_{u1} , f_{u2} , y f_{u3} son las fuerzas del resorte interno; y f_{r1} , f_{r2} , y f_{r3} son los momentos internos del resorte, Computers and Structures (2009).

Las fuerzas internas del elemento Vínculo, P , $V2$, $V3$, y los momentos internos, T , $M2$, $M3$, tienen el mismo significado que para el elemento Frame, Computers and Structures (2009).

Gráfico 52.

Fuerzas y Momentos Internos del elemento Vínculo.



Nota: Figure 54 Link/Support Internal Forces and Moments, Shown Acting at the Joints, Computers and Structures (2009).

3.3.2. *Propiedades Del Elemento Vínculo*

Entre las propiedades del Elemento Vínculo se destacan las siguientes: Las propiedades elástico lineales del elemento son usadas para el análisis no lineal del elemento dentro del modelo de análisis lineal elástico que sirve para los pórticos.

En el análisis no lineal del elemento vínculo, las relaciones fuerza-deformación no lineales se utilizan en todos los grados de libertad para los que se especificaron propiedades no lineales. Para todos los demás grados de libertad, las rigideces efectivas lineales se utilizan durante un análisis no lineal. Cada relación fuerza- deformación no lineal incluye un coeficiente de rigidez “k”, (Computers and Structures, 2009).

Gráfico 53.

Propiedades del elemento Vínculo.

Link/Support Directional Properties	
Identification	
Property Name	WEN1
Direction	U1
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	Yes
Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	39857.83
Effective Damping	10000.
Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	39857.83
Yield Strength	29155.594
Post Yield Stiffness Ratio	2.610E-03
Yielding Exponent	20.

Nota: Fuente SAP 2000.

Las siguientes definiciones aplican a los elementos vinculo BRB:

- Rigidez lineal/no lineal. - Es igual a la rigidez axial de los elementos.
- Yield Strength /Fuerza de cedencia. – Es la fuerza cedente del disipador.
- Post Yield Stiffness Ratio/Relación de rigidez postcedencia. - Se recomienda que el valor de 0.0001, o el valor definido por test para el BRB.
- Yielding Exponent/Exponente de cedencia. - Indica que tan brusco es el cambio de comportamiento elástico a inelástico. Tiene valores comprendidos entre 0 y 20.

3.3.3. *Propiedades De Plasticidad Wen*

Para cada grado de libertad de deformación, se puede especificar propiedades de plasticidad uniaxial independientes. El modelo de plasticidad se basa en el comportamiento histerético propuesto Wen (1976).

Todas las deformaciones internas son independientes. La fluencia en un grado de libertad no afecta el comportamiento de las otras deformaciones. Si no se especifica propiedades no lineales para un grado de libertad, ese grado de libertad es lineal usando la rigidez efectiva, que puede ser cero, Computers and Structures (2009).

El modelo matemático de este trabajo es lineal elástico para las fuerzas y deformaciones que llegan a nodos desde vigas columnas y BRB, ya que la inercia la define las conexiones y son elásticas; las BRB son modelados como elementos plásticos no lineales porque sólo el vástago que no define la inercia afecta la distribución de fuerzas.

Alternativamente, en los BRBF se pueden ignorar las propiedades inerciales, torsión y cortante, dado que los BRB se instalan como elementos que trabajan axialmente solamente.

Esto solo se usa para la rigidez axial del vínculo. Para vigas y columnas el modelo considera su rigidez elástica. Lo que se define como rigidez efectiva solo aplica al elemento vínculo en coordenadas V_2, V_3, M_2, M_3, T y son cero porque el BRBF se diseña para trabajar como tensor o puntal, es decir, como un elemento rigidizado solamente a carga axial.

La relación fuerza-deformación no lineal viene dada por:

$$f = \text{ratio } k d + (1 - \text{ratio}) \text{ yield } z \quad (14)$$

Dónde:

k = constante del resorte elástico

$yield$ = fuerza de fluencia

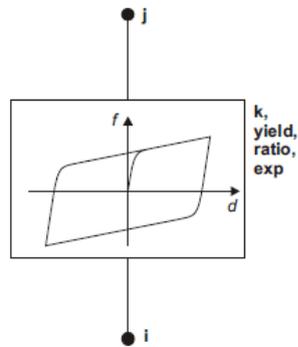
$ratio$ = relación especificada entre la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica
(k)

z = variable histerética interna.

Esta variable tiene un rango de $|z| \leq 1$, con la superficie de rendimiento representada por $|z| = 1$. El valor inicial de z es cero, y evoluciona según la ecuación diferencial:

Gráfico 54.

Propiedad Tipo Plasticidad Wen para deformación uniaxial.



Nota: Figura 57 Wen Plasticity Property Type for Uniaxial Deformation Computers and Structures (2009)

$$\dot{z} = \frac{k}{yield} \begin{cases} \dot{d} (1 - |z|^{exp}) ; \text{ donde } \dot{d}z > 0 \\ \dot{d} ; & \text{ de otra manera} \end{cases} \quad (15)$$

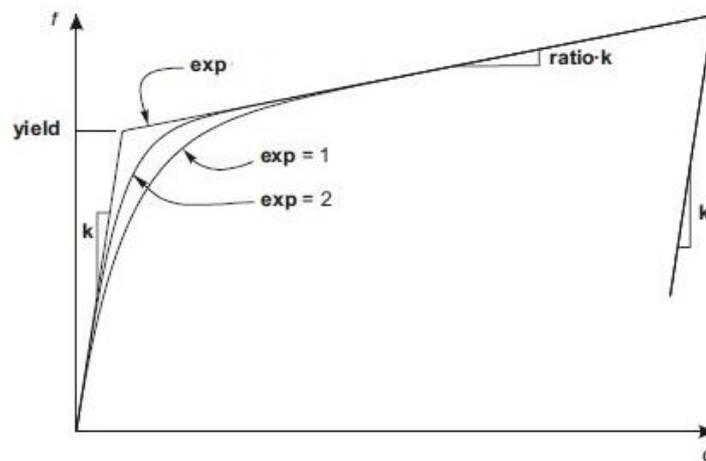
Dónde **Exp** es un exponente mayor o igual a la unidad.

Los valores más altos de este exponente aumentan la eficiencia del rendimiento de la histéresis, como se muestra en el Gráfico 55. El límite práctico para Exp es aproximadamente 20.

La ecuación para \dot{z} es equivalente al modelo de Wen con $A = 1$ y $\alpha = \beta = 0,5$.

Gráfico 55.

Parámetros para la propiedad de plasticidad Wen



Nota: Figura 58. Computers and Structures (2009)

3.3.3.1. Masa Del Elemento Vínculo.

En el análisis dinámico, la masa de la estructura se usa para calcular las fuerzas inerciales. La masa aportada por el elemento de enlace o soporte se agrupa en las juntas I y j . No se consideran efectos de inercia dentro del propio elemento. Para cada propiedad del elemento vínculo, puede especificar una masa de traslación total, m . La mitad de la masa se asigna a los tres grados de libertad de traslación en cada una o dos articulaciones del elemento.

Además, puede especificar momentos de inercia de masa rotacional total, $mr1$, $mr2$, y $mr3$, sobre los tres ejes locales de cada elemento. La mitad de cada momento de inercia de masa se asigna a cada una de las uniones del elemento.

Las inercias de rotación se definen en el sistema de coordenadas local del elemento, pero el programa las transformará en los sistemas de coordenadas locales para la articulación I y j .

Está muy recomendado que haya una masa correspondiente a cada carga de deformación no lineal con el fin de generar vectores de Ritz apropiados para el análisis de historia tiempo modal no lineal. Tenga en cuenta que se necesita inercia rotacional, así como masa de traslación para deformaciones de cortante no lineales si la longitud del elemento o DJ no es cero, Computers and Structures (2009).

3.3.3.2. Carga De Peso Propio.

La función de carga por peso propio activa el peso propio de todos los elementos del modelo. Para cada propiedad de Link/ Support, un peso propio total, w , puede definirse. La mitad de este peso se asigna a cada unión de cada elemento de Link/ Support que utiliza esa propiedad de Link/ Support. La carga de peso propio siempre actúa hacia abajo, en la dirección $-Z$ global. Se puede escalar el peso propio mediante un único factor de escala que se aplica por igual a todos los elementos de la estructura, Computers and Structures (2009).

3.3.3.3. Carga De Gravedad.

La carga de gravedad se puede aplicar a cada elemento Vínculo para activar el peso propio del elemento. Con Gravity Load, el peso propio se puede escalar y aplicar en cualquier dirección. Se pueden aplicar diferentes factores de escala y direcciones a

cada elemento. Si todos los elementos se van a cargar por igual y en dirección descendente, es más conveniente utilizar, Computers and Structures (2009).

3.3.3.4. Resultados De Fuerzas Internas Y Deformaciones.

Se puede obtener resultado para deformaciones y fuerzas internas del elemento Vínculo para casos de carga y combinaciones de carga. Solo los resultados de los casos de carga no lineales incluyen el comportamiento no lineal. Las fuerzas internas del elemento se etiquetan como P, V2, V3, T, M2 y M3 en los resultados obtenidos. Las deformaciones internas se etiquetan como U1, U2, U3, R1, R2 y R3 en la salida, respondiendo a los valores de d_{u1} , d_{u2} , d_{u3} , d_{r1} , d_{r2} y d_{r3} . Computers and Structures (2009)

3.3.3.5. Cargas De Deformación No Lineal.

Las cargas de deformación no lineales se utilizan como vectores de carga iniciales para el análisis de vectores Ritz. Su propósito es generar modos que puedan representar adecuadamente el comportamiento no lineal al realizar el análisis modal historia tiempo. Se debe utilizar una carga de deformación no lineal separada para cada deformación interna no lineal de cada elemento Vínculo, Computers and Structures (2009).

Está muy recomendado que la masa o el momento de inercia de la masa esté presente en cada grado de libertad sobre el que actúa una fuerza o momento de una carga de deformación no lineal. Esto es necesario para generar los vectores de Ritz apropiados, Computers and Structures (2009).

3.4. Bases Generales Para Diseño De Pórticos (BRBF) con AISC 341-16

Los pórticos arriostrados para pandeo (BRBF) de acero estructural se diseñarán en conformidad con la Sección F4 de la norma (ANSI/ AISC 341-16), la misma que es aplicable a pórticos con diagonales restringidas a pandeo concéntricamente conectado a vigas y columnas.

3.4.1. Análisis

La resistencia requerida de columnas, vigas, diagonales y conexiones en el sistema BRBF debe ser determinada, para los efectos de la carga sísmica a una capacidad elástica de servicio. El efecto de la carga sísmica horizontal a la capacidad elástica E_{cl} corresponde a las fuerzas internas desarrollada en los miembros, asumiendo que las fuerzas en todos los arriostramientos corresponden a su resistencia ajustada en compresión o en tensión.

Se determinará que las diagonales estén en compresión o tensión sin tener en cuenta los efectos de las cargas de gravedad. Los análisis deben considerar ambas direcciones de carga sobre la estructura.

La resistencia ajustada de los BRB en compresión y tensión será la que se indica en la sección F.4.2.a. (Resistencia de BRBF).

Las Disposiciones del (ANSI/ AISC 341-16) se basan en el uso de diseños de BRB calificadas mediante ensayos experimentales, que deben garantizar que las BRB se utilicen solo dentro de su rango probado de capacidad de deformación, y que los modos de fluencia y falla distintos al de una fluencia estable de las BRB se excluyan de las derivas inelásticas máximas admisibles correspondientes al terremoto de diseño. Para el análisis historia tiempo no lineal se requiere un mínimo de 2% de deriva

admisibles de piso para determinar deformaciones esperadas de los BRBF en los ensayos.

Es conveniente detallar y ensayar los BRB para deformaciones más grandes proporcionando mayor confiabilidad y mejor rendimiento. Exceder la deformación admisible del diseño de los BRBF puede resultar en un mal comportamiento del BRB, como pandeo, pero no debe resultar en el colapso del sistema.

3.4.2. Núcleo De Acero

Las placas utilizadas en el núcleo de acero que tienen un grosor de 2 pulgadas (50mm) o más deben cumplir con los requisitos mínimos de tenacidad de la sección A3.3.

No se permiten empalmes en el núcleo de acero

El sistema de sujeción del pandeo consistirá en el encamisado del núcleo de acero. El sistema de restricción de pandeo limitará el pandeo local y general del núcleo de acero para las deformaciones esperadas.

El diseño del núcleo de acero debe soportar todas las fuerzas axiales en el BRB. La resistencia axial de diseño de la BRB $\Phi P_{y_{sc}}$ (LRFD), en tensión y compresión, de acuerdo con el estado límite de rendimiento, se determinará de la siguiente manera:

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (15) \text{ (Ec. F4-1 del (ANSI/ AISC 341-16))}$$

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

Dónde:

A_{sc} = área de la sección transversal del segmento cedente del núcleo de acero, $in^2(mm^2)$

$F_{y_{sc}}$ = límite de fluencia mínimo del núcleo de acero, o límite de fluencia real del núcleo de acero determinado a partir de una prueba de test, ksi (MPa)

3.4.3. Requisitos Especiales Para Arriostramientos En “V” Y “V Invertida”

Los pórticos arriostrados con diagonales de pandeo restringido cuya configuración geométrica sea de tipo V o V invertido deben cumplir los siguientes criterios:

a) La resistencia requerida de las vigas interceptadas por diagonales, sus conexiones y miembros de soporte se determinarán a partir de las combinaciones de carga reglamentarias, suponiendo que las diagonales no brindan soporte para las cargas vivas y muertas. Para combinaciones de carga que incluyen efectos de terremoto, el efecto de terremoto vertical y horizontal, E, en la viga se determinará a partir de los esfuerzos ajustados en tensión y compresión, ASCE/ SEI 7-16 (2016).

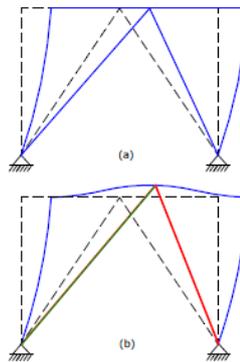
b) Las vigas deben ser continuas entre columnas y deben arriostrarse lateralmente para satisfacer los requisitos para miembros moderadamente dúctiles de la sección D1. 2a.1 del ASCE/ SEI 7-16 (2016).

Las configuraciones en forma de V y en forma de V invertida tienen otros requisitos para las vigas de modo que éstas tengan la resistencia suficiente para permitir el flujo de las dos diagonales. Cuando la diagonal incursiona dentro del rango elástico, el acortamiento de la diagonal de compresión es equivalente a la extensión de la diagonal de la tensión, como se muestra en el Gráfico 56(a), para el caso de arriostramientos en V-invertida. Sin embargo, luego de que las diagonales fluyen, la

diagonal comprimida generalmente tiene mayor resistencia que la diagonal en tracción, por lo que se generará un esfuerzo de flexión adicional en la viga, como se indica en el Gráfico 56(b), donde se ha magnificado la deformación de la viga para mostrar el fenómeno, Crisafulli (2018).

Gráfico 56.

Representación de la deformada de un pórtico con diagonales de pandeo restringido en V invertida(a) en rango elástico y (b) luego de la fluencia.



Nota: Crisafulli (2018)

3.4.4. Conexiones

3.4.4.1. Exigir soldaduras críticas.

En esta sección se presentan las especificaciones para considerar zonas con demanda de soldaduras críticas ANSI/ AISC 341-16 :

- a) Soldaduras ranuradas en empalmes de columna
- b) Soldaduras en las conexiones de la columna a la placa base.
- c) Soldaduras en conexiones de viga a columna.

3.4.4.2. Conexiones de viga a columna.

Cuando una diagonal o placa de refuerzo se conecta a ambos miembros en una conexión de viga a columna. La conexión debe cumplir con uno de los siguientes requisitos (ANSI/ AISC 341-16):

- La conexión debe ser una conexión simple que cumpla la rotación requerida tomada como 0.025 rad.
- La conexión se diseñará para resistir un momento igual al menor de las siguientes expresiones:

✓ Un momento correspondiente a la resistencia a la flexión de la viga

$$M = 1.1 R_y M_p \quad (16)$$

$M_p R_y =$ Resistencia a la flexión de la viga

✓ Un momento correspondiente a la suma de las resistencias a la flexión de la columna

$$M = 1.1 \sum R_y F_y Z \quad (17)$$

$Z =$ Módulo de sección plástico de la columna

Este momento se considerará en combinación con la fuerza requerida de la conexión de la BRB y viga, incluidas las fuerzas de sobre resistencia.

- La conexión de viga a columna debe cumplir con los requisitos conexión tanto para Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMRF) y Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMRF).

3.4.4.3. Conexiones diagonales – pórtico.

La resistencia requerida de las conexiones de la diagonal en tensión y compresión (incluidas las conexiones de viga a columna si es parte del sistema

resistente a sismos) debe cumplir con las especificaciones detalladas en la sección “Conexiones viga a columna” de este trabajo, (ANSI/ AISC 341-16).

Cuando se utilizan perforaciones para pernos de gran tamaño que trabajan por fricción y deslizamiento, la resistencia requerida para el estado límite del perno para deslizamiento no necesita exceder el efecto de carga basado en el uso de las combinaciones de carga estipuladas por el código de construcción aplicable, incluida la carga sísmica amplificada por la sobre-resistencia.

Las conexiones de la diagonal deben diseñarse para resistir la resistencia ajustada de la diagonal en tracción y compresión. El diseño de las placas de la conexión debe considerar el pandeo local o global, y se puede utilizar el valor de la fuerza lateral medido a partir de ensayos. Para resistir esta fuerza pueden disponerse rigidizadores o arriostramientos laterales. Cuando los ensayos experimentales de calificación del diseño no incluyen el arriostramiento lateral, no se requiere dicho arriostramiento. Cualquier accesorio de arriostramiento al núcleo de acero, debe incluirse en la prueba de calificación, Crisafulli (2018).

3.4.4.4. Empalmes de columna.

Los empalmes de columnas deben cumplir con los requisitos de la sección D2.5 de (ANSI/ AISC 341-16). Cuando se utilicen soldaduras de ranura para hacer el empalme, deberán ser de penetración completa. Los empalmes de columnas se diseñarán para desarrollar al menos el 50% del momento flector plástico menor, M_p , de los elementos conectados, (ANSI/ AISC 341-16).

La resistencia a la corte requerida, V_u o V_a , se determinará de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{\Sigma M_{pc}}{H_c} (LRFD) \quad (18) \text{ Ec. (F4-2a) del (ANSI/ AISC 341-16)}$$

Donde:

H_c = altura libre de la columna entre las conexiones de la viga, incluida una losa estructural, si está presente, pulg.

ΣM_{pc} = suma de los momentos a la flexión plásticas nominales, $F_{yc}Z_c$, en los extremos superior e inferior de la columna, kip-in. (N-mm).

3.4.4.5. Distribución De Fuerza Lateral

Si el factor de sobre resistencia a compresión β determinado es superior a 1.3, en el eje conformado por la diagonal, las mismas deben desplegarse de tal manera que la resistencia a la tracción de la diagonal resista del 30% al 70% de la fuerza horizontal del eje, a menos que la resistencia disponible de cada diagonal sea mayor que la carga sísmica.

CAPÍTULO 4

CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON PÓRTICO CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO (BRBF).

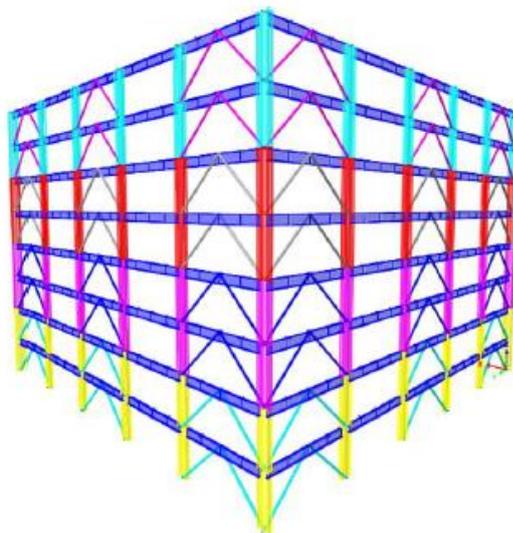
4.1. Especificaciones generales de la edificación.

4.1.1. *Modelo Base de la Estructura.*

El edificio a estudiar y rediseñar con BRBs tiene de base el modelo de la estructura de Borbor and Panchana (2020) diseñado con diagonales de criterio SCBF, el mismo que consta de una altura total de 28.00 metros distribuida en 8 pisos con una altura de entrepiso de 3.50 metros (gráfico 57). Cada piso de esta edificación posee una planta arquitectónica en forma de L con área de 1024.00m² como se aprecia en el gráfico 58.

Gráfico 57.

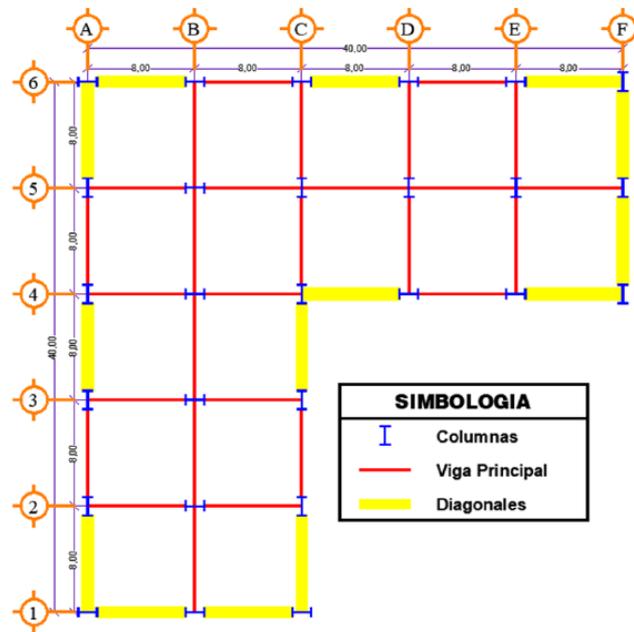
Vista posterior de la elevación de la edificación Borbor & Panchana.



Nota: Grafico 32, Borbor and Panchana (2020)

Gráfico 58.

Planta de la edificación Borbor and Panchana (2020)



Nota: Grafico 30, Borbor and Panchana (2020)

La estructura base de Borbor and Panchana (2020) consta de los siguientes perfiles estructurales:

Tabla 10.

Elementos estructurales de Borbor and Panchana (2020)

Elemento	Sección
Nervios	W8X13
Vigas secundarias	W16X36
Vigas principales	W18X55
Columnas piso 1 y 2	W27X336
Columnas piso 3 y 4	W27X307
Columnas piso 5 y 6	W27X258
Columnas piso 7 y 8	W27X235
Diagonales piso 1 y 2	HSS6,875X0,500
Diagonales piso 3 y 4	HSS6,625X0,500
Diagonales piso 5 y 6	HSS6,000X0,500
Diagonales piso 7 y 8	HSS5,500X0,500

Nota: Borbor and Panchana (2020)

En la propuesta de Borbor and Panchana (2020) se tiene que la mayor deriva inelástica se produce en el piso 3 de la edificación con 0.8343% en la dirección X, siendo el peso total de la estructura de 4304.54 Ton; dicha estructura fue diseñada con diagonales rigidizadores como un sistema especial SCBF. Esta estructura será optimizada con el uso de diagonales restringidas al pandeo para mejores resultados en la demanda sísmica.

4.1.2. *Materiales*

El sistema estructural se basa en pórticos de acero, para este diseño se utilizará el acero de norma ASTM A992 Grado 50 (nervios, vigas y columnas y diagonales de arriostramiento de pandeo restringido). Los elementos utilizados en este este diseño se describen a continuación en la tabla 11 y se pueden apreciar en los gráficos 59 y 60.

Tabla 11.

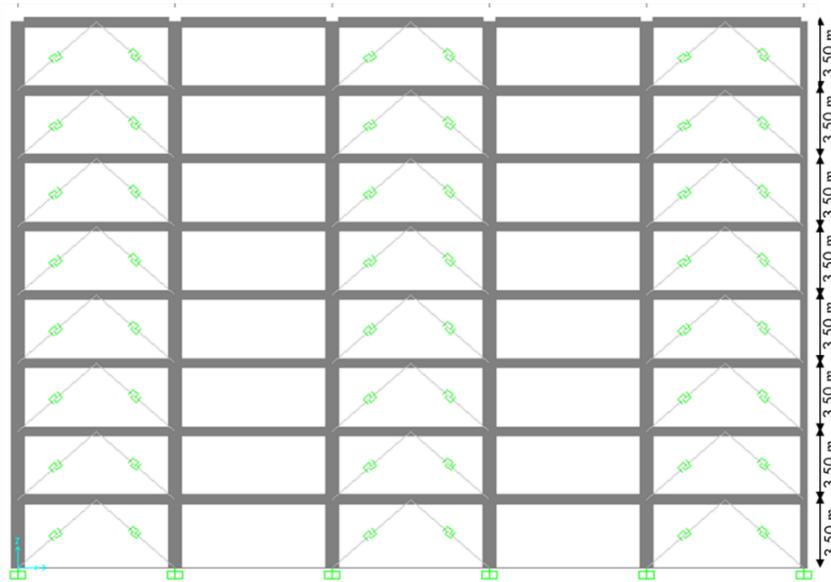
Características de los elementos de la estructura con BRBs.

Elementos estructurales	
Elemento	Característica
Columnas	perfil W, cuyas dimensiones irán cambiando cada 2 pisos.
Vigas principales (VP)	perfil W con luces de 8 metros que estarán conectada a columnas, formando pórticos de columnas fuertes y vigas débiles.
Vigas secundarias (VS)	perfil W con luces de 8 metros que estarán apoyadas en las vigas principales a cada 2.67 metros.
Nervios (N)	perfil W con luces de 2.00 metros que estarán apoyados en vigas principales y secundarias a cada 2.00 metros.
Elementos de arriostramientos.	
Riostras de pandeo restringido (BRB)	perfil HSS redondo con una longitud de 5.32 metros se conecta con las columnas y a la mitad de las vigas principales.

Nota: Elaboración propia

Gráfico 59.

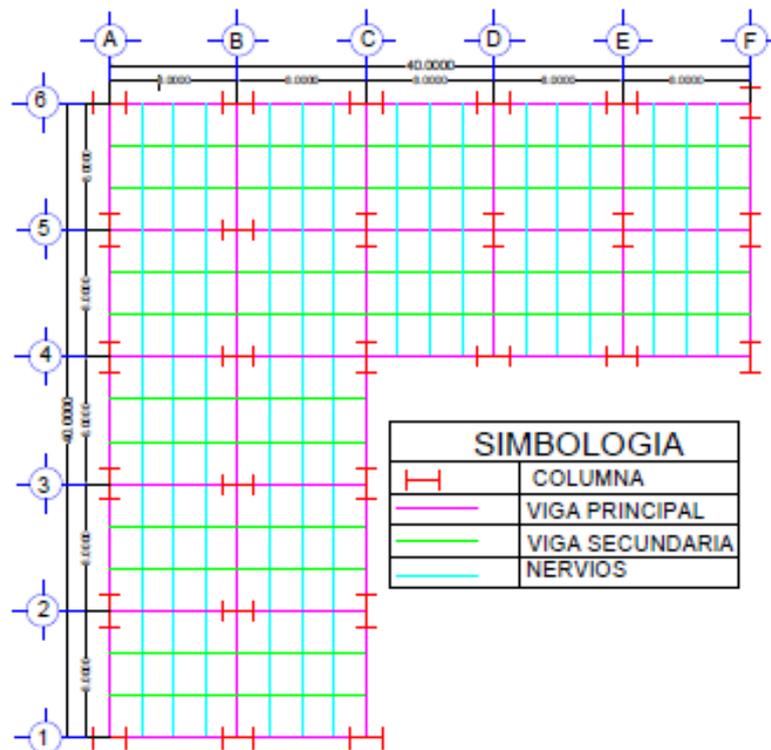
Planta de Edificación.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 60.

Planta de Edificación.



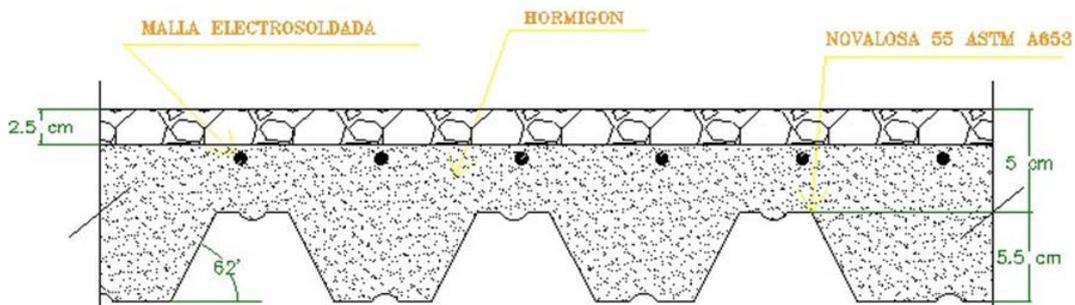
Nota: Elaboración propia

4.1.3. Sistema de losa

Para el presente trabajo de titulación se adopta el mismo sistema de losa usado por Muñiz&Alarcón (2019), el cual comprende de las siguientes características: La losa de la edificación será del tipo Steel Deck (Gráfico 61). Se usa una placa colaborante de acero galvanizado tipo Novalosa 55, la cual cumple con normas técnicas específicas: NTE INEN 2397, ASTM A653, ANSI/ ASCE 3-91.

Gráfico 61.

Losa Steel Deck a utilizarse en el diseño de la edificación.



Nota: Grafico 22, Muñiz and Alarcón (2019).

4.2. Cuantificación de Cargas

4.2.1. Cargas Gravitacionales

Se consideran cargas gravitacionales todas las solicitaciones derivadas del peso de los materiales utilizados para la construcción, los ocupantes y el mobiliario de la edificación que actúan en el sentido de la gravedad. Estas cargas generalmente no cambian de amplitud con el tiempo y pueden ser estables durante la vida útil de la estructura (carga muerta) o temporalmente durante el mismo período (carga viva).

4.2.1.1. Carga Muerta y Carga Viva.

Los pesos unitarios recomendados por NEC-SE-CG que se han utilizado en la edificación para cuantificar el peso de paredes y pisos se presentan en las tablas 12,13,14 y 15.

Tabla 12.*Carga Muerta Piso 1 al 7.*

Piso 1 al 7		
Carga Muerta Sobreimpuesta		
Descripción	Valor	Unidades
Peso propio de la losa	190	Kg/m ²
Mampostería	100	Kg/m ²
Peso de instalaciones	40	Kg/m ²
Cielorraso	40	Kg/m ²
Contrapiso	70	Kg/m ²
Baldosa cerámica	10	Kg/m ²
Total	450	Kg/m ²

Nota: Tabla 35 de Muñiz and Alarcón (2019).**Tabla 13.***Carga Muerta- Piso 8.*

Piso 8		
Carga Muerta Sobreimpuesta		
Descripción	Valor	Unidades
Peso propio de la losa	190	kg/m ²
Peso de instalaciones	40	kg/m ²
Cielorraso	40	kg/m ²
Enlucido	50	kg/m ²
Total	320	kg/m ²

Nota: Tabla 36 de Muñiz and Alarcón (2019).**Tabla 14.***Carga Viva- Piso 1 al 7.*

Piso 1 al 7		
Carga Viva Sobreimpuesta		
Descripción	Valor	Unidades
Oficina	240	Kg/m ²

Tabla 15.*Carga Viva piso 8.*

Piso 8		
Carga Viva Sobreimpuesta		
Descripción	Valor	Unidades
Losa de Cubierta	70	Kg/m ²

Nota: Tablas 14 y 15 son de elaboración propia

4.2.2. Carga Sísmica

La carga sísmica está representada por la carga reactiva Sabelli and Moore (2006) por sismo, esto viene con un coeficiente sísmico y se distribuye de forma lineal o exponencial en cada nivel de la estructura. Además, es necesario generar un espectro sísmico que represente la aceleración específica del sitio donde se llevará a cabo el proyecto.

Respecto a la carga sísmica reactiva, se ha decidido considerar el peso muerto de la estructura más un 25% de la carga viva, teniendo así la siguiente expresión:

$$W = D + 0.25L \quad (19)$$

Donde:

W= Peso sísmico

D= Carga muerta

L= Carga Viva

4.2.3. Cargas sobreimpuestas en nervios y vigas en dirección Y

Tabla 16.

Cargas sobreimpuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 1- 7.

Descripción	Carga Muerta	Carga Viva	Ancho de influencia en (m)	$W_D(\frac{Ton}{m})$	$W_L(\frac{Ton}{m})$
	Kg/m2	Kg/m2			
VPYA	450	240	1	0.45	0.24
VPYB	450	240	2	0.9	0.48
VPYC (1-4)	450	240	1	0.45	0.24
VPYC (1-6)	450	240	2	0.9	0.48
VPYD	450	240	2	0.9	0.48
VPYE	450	240	2	0.9	0.48
VPYF	450	240	1	0.45	0.24
NERVIOS	450	240	2	0.9	0.48

Nota: Elaboración propia

Tabla 17.

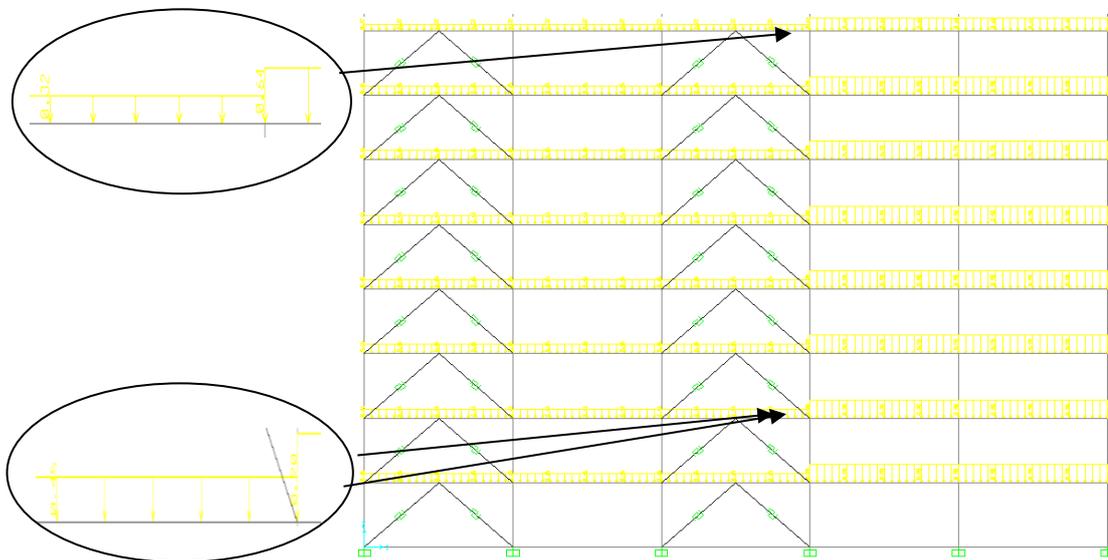
Cargas sobrepuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 8.

Cargas Sobrepuestas en pórticos VPYA-VPYF para piso 8						
Descripción	Carga Muerta	Carga Viva	Ancho de influencia en (m)	$W_D(\frac{Ton}{m})$	$W_L(\frac{Ton}{m})$	
	Kg/m ²	Kg/m ²				
VPYA	320	70	1	0.32	0.07	
VPYB	320	70	2	0.64	0.14	
VPYC (1-4)	320	70	1	0.32	0.07	
VPYC (1-6)	320	70	2	0.64	0.14	
VPYD	320	70	2	0.64	0.14	
VPYE	320	70	2	0.64	0.14	
VPYF	320	70	1	0.32	0.07	
NERVIOS	320	70	2	0.64	0.14	

Nota: Elaboración propia

Gráfico 62.

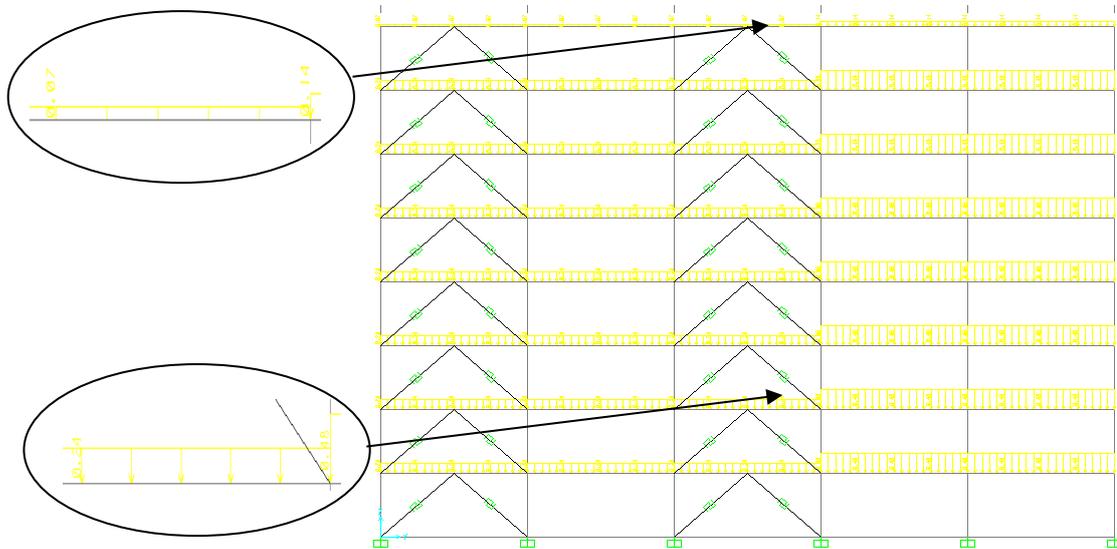
Cargas muertas sobrepuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 1- 8.



Nota: Fuente SAP 2000.

Gráfico 63.

Cargas vivas sobrepuestas en pórticos VPYA- VPYF para piso 1-8.



Nota: Fuente SAP 2000.

$$\text{Carga muerta total} = 7(1024\text{m}^2) (450\text{kg/m}^2) + (1024\text{m}^2) (320\text{kg/m}^2)$$

$$\text{Carga muerta total} = 3553280\text{kg} = 3553.28\text{ton}$$

$$\text{Carga viva total} = 7(1024\text{m}^2) (240\text{kg/m}^2) + (1024\text{m}^2) (70\text{kg/m}^2)$$

$$\text{Carga viva total} = 1792000\text{kg} = 1792\text{ton}$$

4.3. Periodo de vibración T

Se usa el Método 1 de la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), para determinar el periodo aproximado de vibración de la estructura.

El Método 1, establece la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^{\alpha} \tag{20}$$

$$C_t = 0.073$$

$$\alpha = 0.75$$

$$T = (0.073) (28\text{m}^{0.75})$$

$$T = 0.889 \text{ seg}$$

En la sección 12.8.2.1 del ASCE 7-16 se establece que el periodo dinámico calculado no debe superar en más del 40% del periodo asumido T_a , entonces:

$$\text{Periodo Asumido } T = 0.889 \text{ seg} * 1.40 = 1.245 \text{seg}$$

Debido a esta restricción en el periodo, se adoptó la dimensión de las columnas tal como se describe en la tabla 18.

Tabla 18.

Perfiles de las columnas del diseño actual.

Descripción	Piso	Perfil
Columnas	1 y 2	W24X250
	3 y 4	W24X229
	5 y 6	W24X207
	7 y 8	W24X192

Nota: Elaboración propia

4.4. Espectro De Respuesta Elástico E Inelástico De Aceleraciones

En la tabla 19 se resumen los parámetros recopilados y calculados que intervienen en la definición de los espectros elástico e inelástico de aceleraciones de acuerdo a NEC-SD-DS:

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $n = 1.8$ (para toda la Costa, excepto Esmeraldas)

Para el diseño de la estructura se utilizarán espectros elásticos ($T_r = 475$ años) e inelásticos (sismo de servicio) de aceleraciones. Este último se aplicará para la estructura SCBF, así como para los modelos correspondientes a la estructura con diagonales de pandeo restringido.

Para efectuar el análisis modal espectral y diseño de los elementos estructurales de acero se utilizará un espectro elástico reducido en el valor $R = 8$, para definir así el espectro inelástico correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 19.

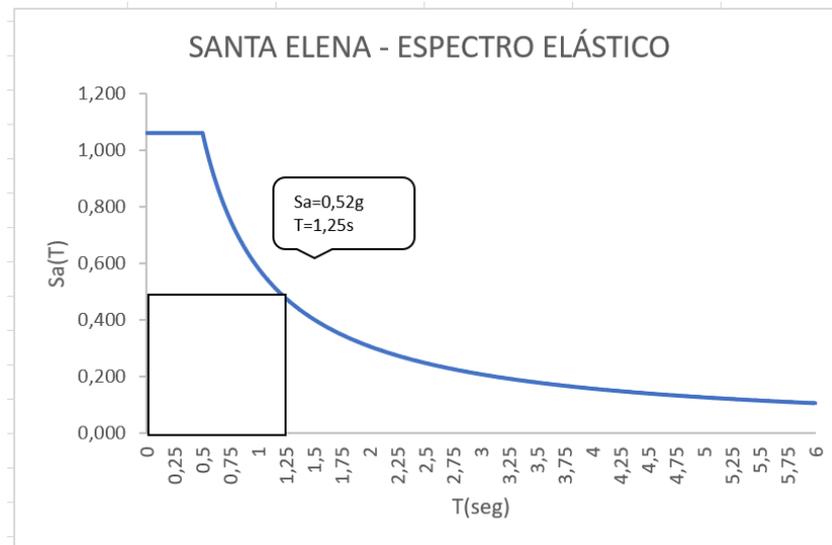
Parámetros para conformación del espectro elástico e inelástico.

Datos			
Z =	0.50	I =	1.00
n =	1.80	R =	8.00
r =	1.00	$\Phi_P =$	0.90
Fa =	1.18	$\Phi_E =$	1.00
Fd =	1.06	hn =	28.00 m
Fs =	1.23	W =	4623.83Ton
Ct =	0.073	Tc =	0.608
a =	0.75		

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

Gráfico 64.

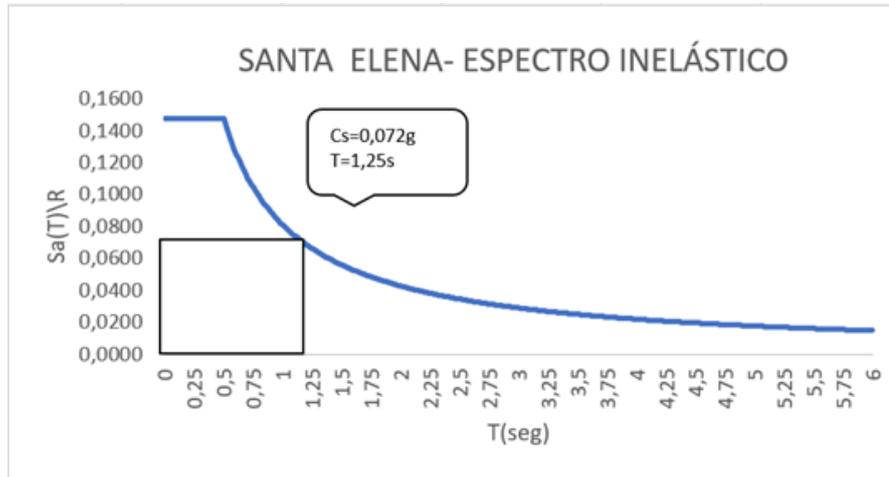
Espectro elástico de acuerdo a NEC-SD-DS-2015.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 65.

Espectro inelástico de acuerdo a NEC-SD-DS-2015.



Nota: Elaboración propia

4.4.1. Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico correspondiente al Sismo de Servicio se obtiene con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{S_{aI}}{\phi_p \phi_e R} \quad (21)$$

$$C_s = \frac{0.52(1)}{(0.9)(1)(8)}$$

$$C_s = \frac{0.52(1)}{(0.9)(1)(8)}$$

$$C_s = 0.072$$

El período de cambio Tc del espectro sísmico elástico de aceleraciones del suelo Tipo C en Santa Elena es:

$$T_c = 0.55(F_s) \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (22)$$

$$T_c = 0.55(1.23) \left(\frac{1.06}{1.18} \right)$$

$$T_c = 0.608g$$

$$T > T_c$$

Como $T > T_c$ la aceleración espectral de diseño se calcula en la rama descendente del espectro de la siguiente manera:

$$S_a = nZF_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (23)$$

$$S_a = (1.8)(0.5)(1.18) \left(\frac{0.608}{1.25}\right)^1 = 0.52g$$

4.5. Diseño Del BRB

Para el diseño de las diagonales de pandeo restringido se usa el método de Carga Estática Equivalente, ELF (Equivalent Lateral Force), indicado en el capítulo 12 del ASCE/SEI (2016), para el cálculo del cortante basal estático “V”.

El cortante basal de diseño de la estructura se calcula con la siguiente ecuación, obtenida de ASCE 7-16 sección 12.8.1 ecuación 12.8-1:

$$V = C_s W \quad (24)$$

Tabla 20.

Pesos de los elementos estructurales.

Descripción	Piso	Perfil	Peso (lb/ft)	Peso (kg/m)
Nervios	Todos	W8X13	13.00	19.35
Vigas Secundarias	Todos	W16X36	36.00	53.57
Vigas Principales	Todos	W18X55	55.00	81.85
	1 y 2	W24X250	250.00	372.04
	3 y 4	W24X229	229.00	340.79
Columnas	5 y 6	W24X207	207.00	308.05
	7 y 8	W24X192	192.00	285.73

Nota: Elaboración propia.

$$V = 0.072 \times 4623.83 \text{ Ton.}$$

$$V = 466.44 \text{ Ton}$$

Tabla 21.

Peso total de la estructura.

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total	Pi
Piso 8	401.63	71.68	473.31	473.31
Piso 7	534.75	245.76	780.51	1253.82
Piso 6	536.86	245.76	782.62	2036.45
Piso 5	536.86	245.76	782.62	2819.07
Piso 4	539.96	245.76	785.72	3604.78
Piso 3	539.96	245.76	785.72	4390.50
Piso 2	542.91	245.76	788.67	5179.17
Piso 1	542.91	245.76	788.67	5967.83
Total	4175.83	1792.00	5967.83.	

Nota: Elaboración propia.

Tabla 22.

Carga Sísmica.

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total
Piso 8	401.63	17.92	419.55
Piso 7	534.75	61.44	596.19
Piso 6	536.86	61.44	598.30
Piso 5	536.86	61.44	598.30
Piso 4	539.96	61.44	601.40
Piso 3	539.96	61.44	601.40
Piso 2	542.91	61.44	604.35
Piso 1	542.91	61.44	604.35
		Total	4623.83

Nota: Elaboración propia

Para el diseño la resistencia a la tracción de la diagonal debe resistir el 30% de la fuerza horizontal del eje. La distribución del cortante basal en elevación se presenta a en la tabla 23.

Tabla 23.

Distribución vertical del cortante basal.

# Pisos	Wx Peso (Ton)	hx		Wx*(hx)^k	Wx*(hx)^k ----- S(Wx*(hx)^k)	Fx = Fi	Vx (Ton)
		Altura de Piso (m)	Piso				
8	419.55	28.00		22460.33	0.18	84.78	84.78
7	596.19	24.50		27211.03	0.22	102.71	187.49
6	598.30	21.00		22714.91	0.18	85.74	273.22
5	598.30	17.50		18269.60	0.15	68.96	342.18
4	601.40	14.00		14067.28	0.11	53.10	395.28
3	601.40	10.50		9976.33	0.08	37.66	432.94
2	604.35	7.00		6176.71	0.05	23.31	456.25
1	604.35	3.50		2698.84	0.02	10.19	466.44
		Total		123575.02	1.00	466.44	

Nota: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 24 y el cortante de cada piso se calcula la fuerza axial resistida por las riostras en cada piso. La fuerza determinada mediante la expresión

$$P_{uxi} = \frac{V_i}{\cos \theta_i}$$

se dividió para 14, debido a que será resistida por 14 diagonales de pandeo restringido (BRB) en cada eje del edificio.

$$P_{uxi} = \frac{V_i}{\cos \theta_i} \quad (25)$$

A partir de estas fuerzas axiales de cada piso mediante la expresión $A_{sc} = \frac{P_{ui}}{\phi F_y}$

se obtuvo el área transversal requerida para el núcleo de cada BRB. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 25 y sus cálculos se detallan en el Anexo 1.

$$A_{sc} = \frac{P_{ui}}{\phi F_y} \quad (26)$$

Tabla 24.

Datos a utilizar en el diseño del BRB.

Datos para el BRB			
Angulo	41.19	ϕ	0.9 LRFD
# de diagonales	14	V	466.439
Fy	3515 kg/cm2	K	1.1945

Nota: Elaboración propia

Tabla 25.

Áreas adoptadas para el BRB.

Vx (Ton)	Vx*0,30	Pux(t)	Pux(t)	Axu (cm2)	Áreas adoptadas BRB (cm2)
84.78	25.43	2.414	2414.07	0.763	4.500
187.49	56.25	5.339	5338.75	1.688	
273.22	81.97	7.780	7780.18	2.459	4.650
342.18	102.66	9.744	9743.82	3.080	
395.28	118.58	11.256	11255.79	3.558	5.550
432.94	129.88	12.328	12328.06	3.897	
456.25	136.88	12.992	12991.94	4.107	6.580
466.44	139.93	13.282	13282.02	4.199	

Nota: Elaboración propia

El área calculada con la ecuación 26 es un punto de partida. En el programa SAP2000 se realizan pruebas con las áreas antes mencionadas hasta obtener el área final de diseño de los BRB, teniendo en cuenta que el comportamiento de estos debe de ser histerético, llegando así a las áreas descritas en la última columna de la tabla 25.

4.6. Combinaciones de carga

A continuación, se muestran las combinaciones básicas de acuerdo a (NEC-SE- CG, 2015)

Tabla 26.

Combinaciones de carga.

Combinaciones De Carga	
Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [L_r; S; R]$
Combinación 3	$1.2D + 1.6 \max[L_r; S; R] + [L; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2D + 1.0W + L + 0.5\max[L_r; S; R]$
Combinación 5	$1.2 D + 1.0 E + L 0.2S$
Combinación 6	$0.9 D + 1.0W$
Combinación 7	$0.9 D + 1.0 E$

Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

Dónde:

U= Cargas mayoradas

D= Carga Muerta

L= Carga Viva

E= Fuerza de sismo en cada una de las direcciones

S= Carga de Granizo

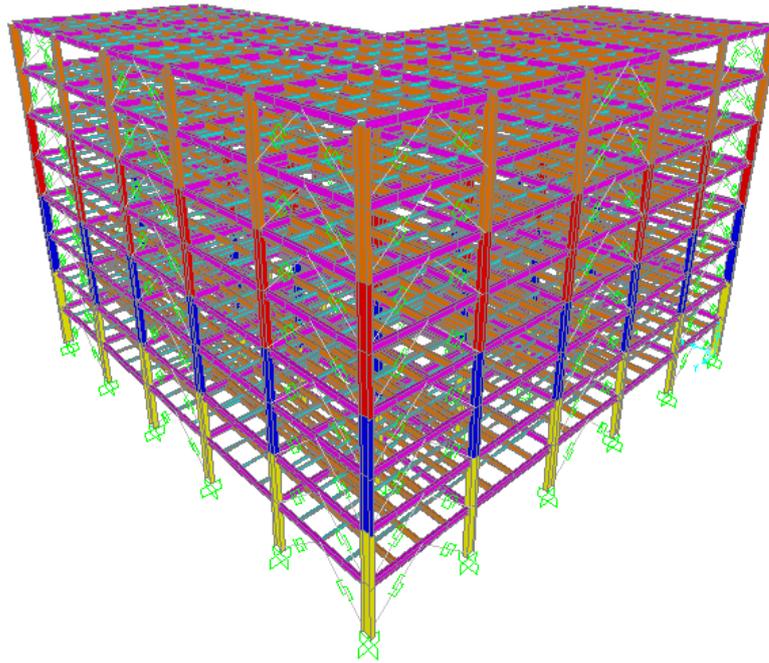
4.7. Modelo Matemático

La estructura predimensionada se modela tridimensionalmente, en el programa de elementos finitos SAP 2000. Se usan elementos FRAME conectados mediante nodos. Los elementos considerados en el modelado son: vigas principales, vigas secundarias, nervios, columnas y diagonales arriostradas a pandeo (BRB). La losa no consta en el modelo, pero su contribución de carga está repartida sobre las vigas y

todos los nodos en el plano de cada piso son vinculados a una misma función de diafragma rígido de losa. Los nodos que conectan los elementos tienen 3 grados de libertad traslacionales y 3 rotacionales.

Gráfico 66.

Modelo matemático en 3D.



Nota: Tomada de SAP 2000.

4.7.1. Análisis dinámico modal espectral

4.7.1.1. Cálculo de la carga sísmica reactiva.

Para el análisis de la estructura se considera la participación del 100% de las masas del peso propio de la estructura, la masa de las cargas muertas sobre-impuestas; y, la masa correspondiente al 25% de la carga viva.

Los resultados obtenidos para reacciones en la base se presentan en la tabla 27.

Tabla 27.*Reacciones en la base de la estructura.***TABLE: Base Reactions**

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFZ Tonf
D	LinStatic	4250.0327
L	LinStatic	1792
W	D+0,25L	4698.0327

Nota: Tomada de SAP 2000.

Se analizan 200 formas modales hasta alcanzar el 94.3% de las masas traslacionales participativas detallada a continuación en la tabla 28.

Tabla 28.*Masa participativa.***TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

Output Case Text	Step Type Text	Step Num Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	RZ Unitless	Sum UX Unitless	Sum UY Unitless	Sum RZ Unitless
MODAL	Mode	1	1.2396	0.261459	0.525258	0.502291	0.2614	0.5252	0.5022
MODAL	Mode	2	1.2334	0.525004	0.262251	0.095519	0.7864	0.7875	0.5978
MODAL	Mode	3	0.9223	0.000144	0.000812	0.188081	0.7866	0.7883	0.7859
MODAL	Mode	197	0.1708	1.159E-08	0.000399	1.930E-04	0.9425	0.9431	0.9339
MODAL	Mode	198	0.1707	4.338E-09	8.621E-06	1.373E-06	0.9425	0.9432	0.9339
MODAL	Mode	199	0.1706	1.006E-08	0.000014	2.613E-06	0.9425	0.9432	0.9339
MODAL	Mode	200	0.1705	2.953E-10	2.923E-08	3.706E-08	0.9425	0.9432	0.9339

Nota: Tomada de SAP 2000.

Con los periodos Tx y Ty de la Tabla 28 proporcionada por el programa se obtiene la aceleración espectral con la Ecuación 23 y el coeficiente sísmico con la Ecuación 21, para cada dirección de análisis.

$$T_x = 1.2335$$

$$T_y = 1.2397$$

Cálculos del S_a :

$$S_{ax} = (1.80)(0.50)(1.18)\left(\frac{1.608}{1.2335}\right)^1 \quad S_{ax} = 0.5232$$

$$S_{ay} = (1.80)(0.50)(1.18)\left(\frac{1.608}{1.2397}\right)^1 \quad S_{ay} = 0.5206$$

Cálculos de C_s :

$$C_s = \frac{0.5232(1)}{(0.9)(1)(8)} \quad C_s = 0.07267$$

$$C_s = \frac{0.5206(1)}{(0.9)(1)(8)} \quad C_s = 0.07231$$

El cortante basal de diseño de la estructura se calcula con la ecuación 25, utilizando el coeficiente sísmico que corresponde a la aceleración espectral obtenida al periodo calculado de la estructura en cada dirección de análisis.

Sismo en X

$$V_x = 0.07267 * 4698.0327 \quad V_x = 341.4 \text{ Ton}$$

Sismo en Y

$$V_y = 0.07231 * 4698.0327 \quad V_y = 340 \text{ Ton}$$

4.7.1.2. Cortante basal dinámico V_d .

La NEC-15 establece en su Sección 6.2.2. “Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas, literal b”, que cortante basal dinámico de los resultados obtenidos por un análisis dinámico, no debe ser:

<80% del cortante V obtenido por el método estático (estructuras regulares)

<85% del cortante V obtenido por el método estático (estructuras irregulares)

En caso de que los resultados de los análisis no cumplen con esta condición, se deberá escalar las fuerzas aplicadas (Espectro Inelástico).

Sismo en X

$$V_d \geq 0.85 V$$

$$V_d \geq 0.85 * 341.4045 = 290.194 \text{ Ton}$$

Sismo en Y

$$V_d \geq 0.85 V$$

$$V_d \geq 0.85 * 340 = 288.743 \text{ Ton}$$

Se realizan los respectivos ajustes en el programa para cumplir con la norma establecida

Tabla 29.

Comprobación del cortante basal y coeficiente de ajuste de espectro.

Comprobación De Cortante Basal Dinámico

LA LIBERTAD	ESPECTROS	Coeficiente de ajuste		
		0,85V	Vd	(Vd/0,85V)
	X	290.194	≥ 252.408	1.1497017
	Y	288.743	≥ 252.1426	1.14515855

Nota: Tomada de SAP 2000.

El factor de escala del cortante dinámico Vd se multiplica por el valor de la gravedad (9.81 m/s²), para escalar en SAP2000 la aceleración espectral y transformar a m/s². En los gráficos 67 y 68 se muestra el valor ingresado en SAP2000 para las direcciones X y Y.

Gráfico 67.

Factor de escala sismo en x.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO LIBX

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC I1: 1.0
GMC I2: 0.0
Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Santa Elena	11.2753
Accel	U1	Santa Elena Sur	11.2753

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Nota: Tomada de SAP 2000.

Gráfico 68.

Factor de escala sismo en Y.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO LIBY

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC I1: 1.0
GMC I2: 0.0
Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Santa Elena	11.2367
Accel	U2	Santa Elena Sur	11.2367

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Nota: Tomada de SAP 2000.

4.7.2. Análisis Dinámico Tiempo Historia

Para llevar a cabo un análisis tiempo historia no lineal que refleje un comportamiento real de los miembros estructurales, así como el desempeño de los disipadores, se utilizó el número mínimo de registros sísmicos permitidos por la actual

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), los cuales se resumen a tres pares de registros sísmicos de magnitudes representativas.

4.7.2.1. Compatibilidad y Selección de Acelerogramas.

El perfil de suelo seleccionado es Tipo C para Santa Elena. Dado que no hay un registro acelerográfico específicamente registrado para ese sitio y suelo, se seleccionan 3 sitios con características de suelo y amenaza sísmica similares, tal como se indica en la tabla 30, usando en esta investigación registros sísmicos correspondientes al sismo del 16 de abril de 2016 en Pedernales (Ecuador) medidos en las Estaciones de Manta, Libertad y Guayaquil (Pascuales).

Tabla 30.

Características de los sismos a utilizar

Lugar	Evento Sísmico	Mecanismo de Falla	Estación	Mag.	Tipo de Suelo	Distancia al epicentro (km)	Aceleración M_s (m/s ²)	
							N-S	E-O
Libertad	Pedernales (16/04/2016)	Subducción Placa	ALIB		C	308	0.4113	0.3895
Guayaquil (Pascuales)	Pedernales (16/04/2016)	Sudamericana y Placa de Nazca	AGYE	7.8	B	270	0.1832	0.1832
Manta	Pedernales (16/04/2016)		AMNT		D	171	3.972	5.1421

Nota: Elaboración propia

Los registros sísmicos deben ser procesados y escalados para la amenaza sísmica correspondiente a un sismo de intensidad moderada que excede la demanda elástica correspondiente al sismo de servicio.

Se deberá también verificar que estos cumplan al menos con los siguientes requisitos de compatibilidad exigidos en la NEC SD-DS-2015:

- Magnitud
- Distancia a la Falla
- Mecanismo de Falla

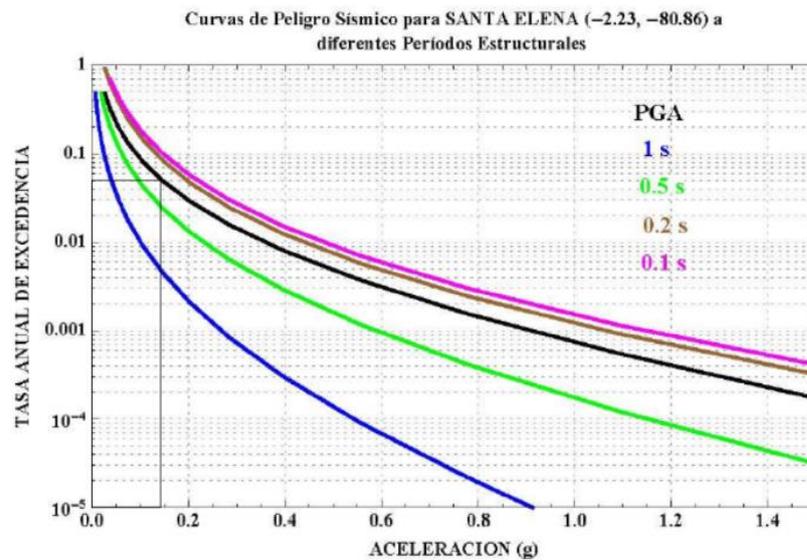
- Efectos del Suelo (Tipo de Suelo)

4.7.2.2. Escalado de los Acelerogramas.

Para este análisis los acelerogramas de las estaciones de Manta, Guayaquil (Pascuales) y La Libertad se deben escalar para el PGA de la curva de peligro sísmico de la ciudad donde se va a diseñar la estructura con BRB (Santa Elena). La NEC-DS provee la curva de peligro sísmico de Santa Elena, en la cual para la tasa de excedencia correspondiente a 0.05 ($T_r = 20$ años) se obtiene la aceleración esperada en roca y con dicha aceleración se hace el escalamiento de los acelerogramas.

Gráfico 69.

Curva de peligro Sísmico Santa Elena.



Nota: Tomada de NEC-SD-DS-2015.

Para un periodo de retorno $T_r = 20$ años se obtiene:

Tabla 31.

Datos de aceleración para un $T_r = 20$ años.

Tr	Tasa anual de excedencia	Aceleración en Roca	PGA (cm/s²)	Fa (Factor de suelo en Z=0.5)
20 años	1/20=0.05	0.14g	137.34	1.18

Nota: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 31 se calcula el factor de ajuste mostrado en la tabla 32, multiplicando el PGA en roca por el Fa del suelo. El factor de escalamiento de cada registro sísmico es el requerido para obtener el $PGA = 162.061 \text{ cm/seg}^2$ sobre suelo Tipo C en Santa Elena.

Tabla 32.

Factor de escala para historia tiempo Sap 2000.

Estación	PGA (Acelerogramas) cm/s²	Factor de escala para Sap200
La Libertad N-S	41.1297	3.9402
Manta N-S	382.327	0.4239
Guayaquil (Pascuales) N-S	18.3211	8.8456
La Libertad E-W	38.95	4.1607
Manta E-W	514.2625	0.3151
Guayaquil (Pascuales)E-W	23.04	7.0339

Nota: Elaboración propia

En los gráficos 70 y 71 se muestran los acelerogramas de la estación ALIB de La Libertad para la dirección Este-Oeste con y sin escalamiento; respectivamente. En los gráficos 72 y 73 se muestran los acelerogramas de la estación AGYE de Guayaquil (Pascuales) para la dirección Este-Oeste con y sin escalamiento; respectivamente. En los gráficos 74 y 75 se muestran los acelerogramas de la estación AMNT de Manta para la dirección Este -Oeste con y sin escalamiento; respectivamente.

Todos los acelerogramas se escalaron al valor de $PGA = 162.061 \text{ cm/seg}^2$.

Gráfico 70.

Registro de Libertad Componente Este -Oeste.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 71.

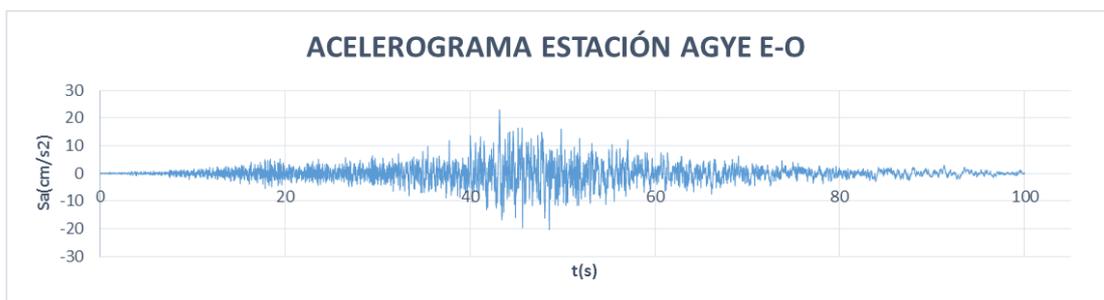
Acelerograma Escalado Estación ALIB Este- Oeste.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 72.

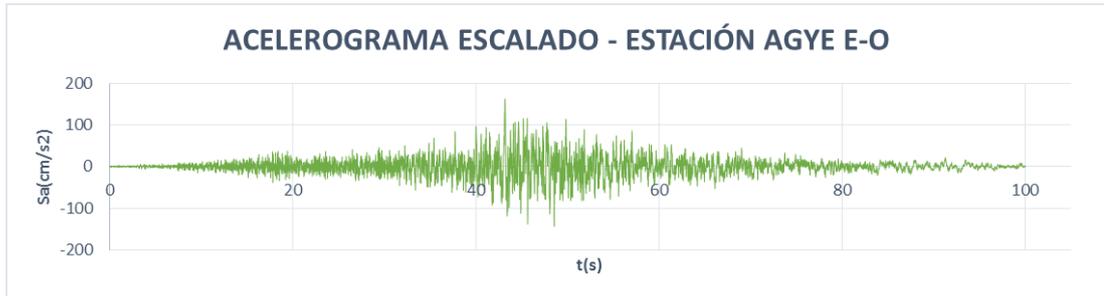
Registro de Guayaquil Componente Este -Oeste.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 73.

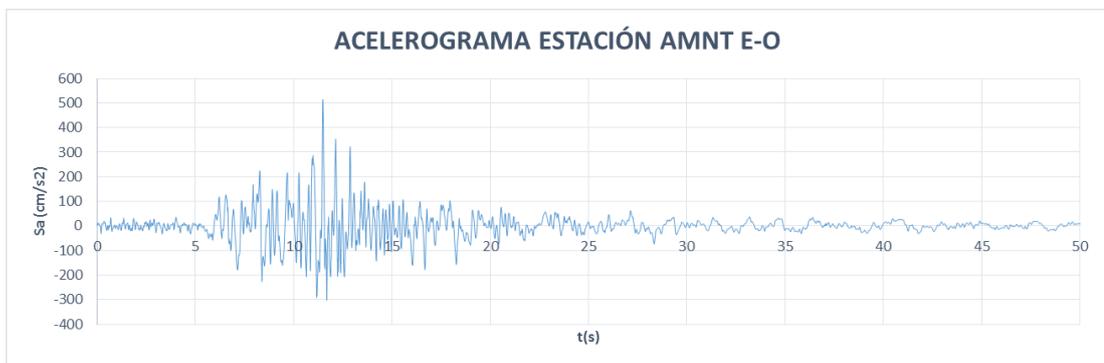
Acelerograma Escalado Estación AGYE Este- Oeste.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 74.

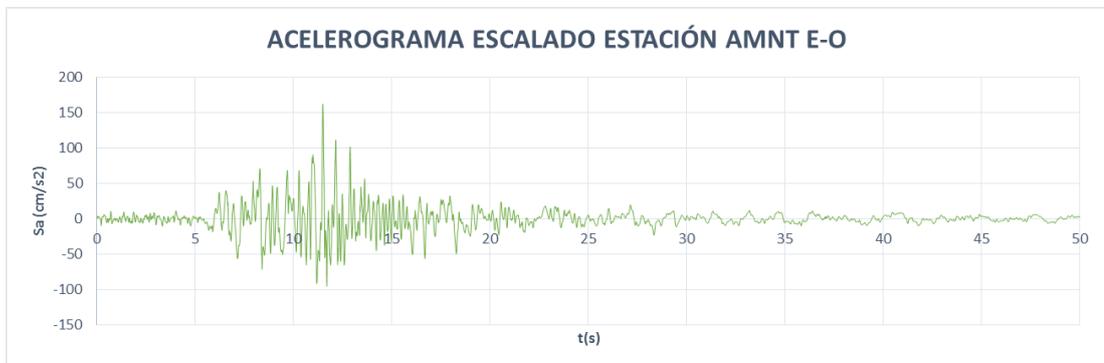
Registro de Manta Componente Este -Oeste.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 75.

Acelerograma Escalado Estación AMNT Este- Oeste.



Nota: Elaboración propia

En los gráficos 76 y 77 se muestran los acelerogramas de la estación ALIB de La Libertad para la dirección Norte-Sur con y sin escalamiento; respectivamente. En los gráficos 78 y 79 se muestran los acelerogramas de la estación AGYE de Guayaquil (Pascuales) para la dirección Norte-Sur con y sin escalamiento; respectivamente. En los gráficos 80 y 81 se muestran los acelerogramas de la estación AMNT de Manta para la dirección Este -Oeste con y sin escalamiento; respectivamente.

Todos los acelerogramas se escalaron al valor de $PGA = 162.061 \text{ cm/seg}^2$.

Gráfico 76.

Registro de Libertad Componente Norte-Sur.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 77.

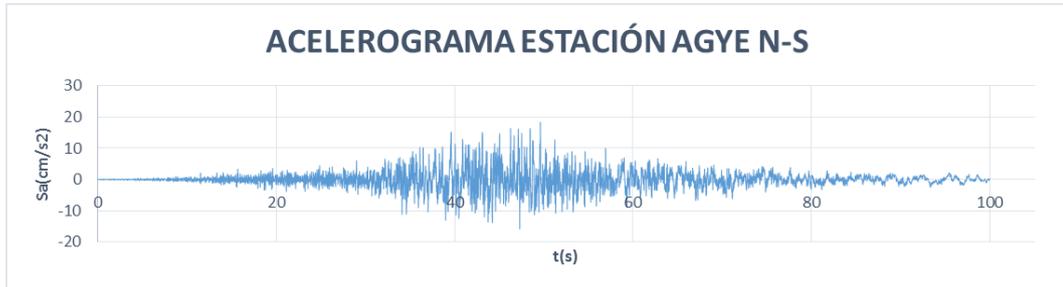
Acelerograma Escalado Estación ALIB Norte -Sur.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 78.

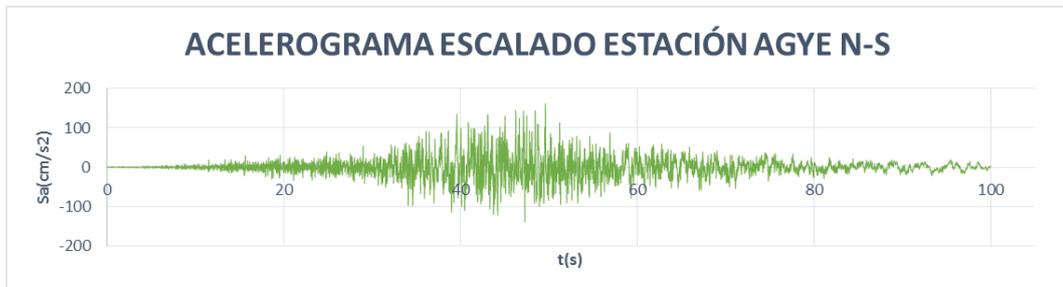
Registro de Guayaquil Componente Norte- Sur.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 79.

Acelerograma Escalado Estación AGYE Norte -Sur.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 80.

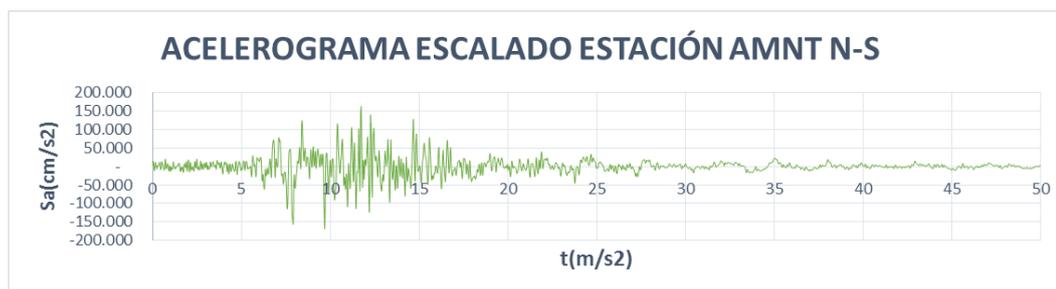
Registro de Manta Componente Norte- Sur.



Nota: Elaboración propia

Gráfico 81.

Acelerograma Escalado Estación AMNT Norte -Sur.



Nota: Elaboración propia

4.8. Modelamiento de los BRB como elementos Vínculos No Lineales.

Con las áreas obtenidas del diseño realizado y los datos del material a utilizar para dichos dispositivos (ASTM A36), con F_y de 2530 kg/cm^2 , F_u de 4080 kg/cm^2 y módulo elástico $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ se obtienen los parámetros no lineales de los BRB que se muestran en la tabla 33.

Tabla 33.

Especificaciones de los elementos Wen.

Brb's	Piso	Long. Cm	Área Cm2	Masa	Peso	Rigidez Efectiva Kg/Cm	Fuerza Cedente Kg	Relación de rigidez después de la fluencia
WEN 1	1, 2	531.51	6.58	0.02857	0.2745	25997.63	16647.40	0.00371
WEN 2	3, 4	531.51	5.55	0.02321	0.2314	21928.09	14041.50	0.00371
WEN 3	5, 6	531.51	4.65	0.01964	0.1939	18372.19	11764.50	0.00371
WEN 4	7, 8	531.51	4.50	0.01964	0.1878	17779.53	11385.00	0.00371

Nota: Elaboración propia

Los cálculos de los datos tabulados en la tabla 33 se detallan en el Anexo 2.

La rigidez efectiva se calcula con la siguiente expresión:

$$K_{eff} = \frac{EA}{L} \quad (27)$$

La expresión utilizada para el cálculo de la fuerza cedente es:

$$f_y = A * F_Y \quad (28)$$

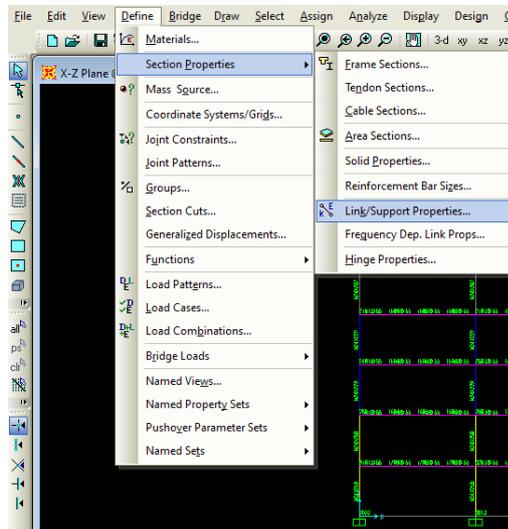
La relación de rigidez después de la cedencia depende de las características del material, por ende, todos los dispositivos tendrán la calculada con la siguiente ecuación:

$$post\ yield\ stiffness\ ratio = \frac{(f_u - f_y)}{(\delta u - \delta y)} : K_{eff} \quad (29)$$

Al modelar los BRB en SAP 2000, se ingresan las propiedades de las secciones como elemento vínculo (link), como se muestra en el Gráfico 82.

Gráfico 82.

Elemento Link /Support Properties.



Nota: Tomada de SAP 2000.

Dentro de las propiedades en la opción “Link/ Support Type” se selecciona la opción “Plastic (Wen)” que cumple con las características de los BRB diseñados.

Gráfico 83.

Link /Support Type Plastic (Wen).

The screenshot shows the 'Link/Support Property Data' dialog box. The 'Link/Support Type' is set to 'Plastic (Wen)'. The 'Property Name' is 'WEN 1'. The 'Mass' is 0.028 and 'Weight' is 27.45. There are three 'Rotational Inertia' fields, all set to 0. The 'Factors For Line, Area and Solid Springs' section has 'Property is Defined for This Length in a Line Spring' set to 531.51 and 'Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs' set to 6.58. The 'Directional Properties' section has a table with columns for 'Direction', 'Fixed', 'NonLinear', and 'Properties'. The 'U1' direction is checked for 'Fixed' and 'NonLinear', and its properties are shown as 'Modfy/Show for U1...'. The 'U2', 'U3', 'R1', 'R2', and 'R3' directions are not checked. The 'P-Delta Parameters' section has an 'Advanced...' button. At the bottom are 'Fix All', 'Clear All', 'OK', and 'Cancel' buttons.

Nota: Tomada de SAP 2000.

Se han definido cuatro tipos de elementos Wen, uno para cada dos pisos, y en base a los cálculos realizados se ingresan los valores de la masa, el peso, el área y la longitud de cada elemento. Se usa la dirección U_1 debido a que esa es la dirección axial de trabajo del elemento BRB y se activa Non Linear para ingresar las propiedades no lineales.

Gráfico 84.

Propiedades del elemento Wen.

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box. The 'Identification' section has 'Property Name' 'WEN 1', 'Direction' 'U1', 'Type' 'Plastic (Wen)', and 'NonLinear' 'Yes'. The 'Properties Used For Linear Analysis Cases' section has 'Effective Stiffness' 25997.63 and 'Effective Damping' 10000. The 'Properties Used For Nonlinear Analysis Cases' section has 'Stiffness' 25997.63, 'Yield Strength' 11647.4, 'Post Yield Stiffness Ratio' 3.710E-03, and 'Yielding Exponent' 20. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Nota: Tomada de SAP 2000.

En la ventana que se muestra en el Gráfico 84 se colocan los datos previamente calculados para crear las propiedades no lineales del BRB.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

5.1. Resultados Del Análisis Historia-Tiempo

5.1.1. Cortante basal

Los análisis historia- tiempo de las estructuras con y sin disipadores (se usan las mismas áreas de acero en el modelo con elementos vínculo BRB no lineales y en modelo con diagonales elásticas SCBF), muestran la reducción significativa del cortante basal cuando se usan dispositivos BRB disipadores de energía y estos se activan con deformaciones plásticas no lineales, por la acción de un sismo con alta demanda de desplazamientos o derivas.

Los resultados indican para los registros sísmicos de ALIB (La Libertad) que el porcentaje de reducción es 46.64% y 41.6% para el sismo en las direcciones X y Y; respectivamente. Para el registro AGYE (Pascuales) se alcanza 6.61% y -9.81% para las direcciones en el eje X y Y; Por último, para el registro AMNT (Manta) se alcanza -0.02% y 2.99% en direcciones X y Y; respectivamente.

Las reducciones son altas para la estación ALIB, con los BRB funcionando con alta disipación de energía en cada dirección. Se debe recalcar que para los sismos AGYE y AMNT, los BRB se mantienen relativamente elásticos y algunos no activan inelásticamente (responden elásticamente, sin disipación de energía histerética) debido a que las características de las ondas vibratorias en dichos registros no producen amplificación de la respuesta de las estructuras. La información anterior se detalla en la tabla 34.

Tabla 34.

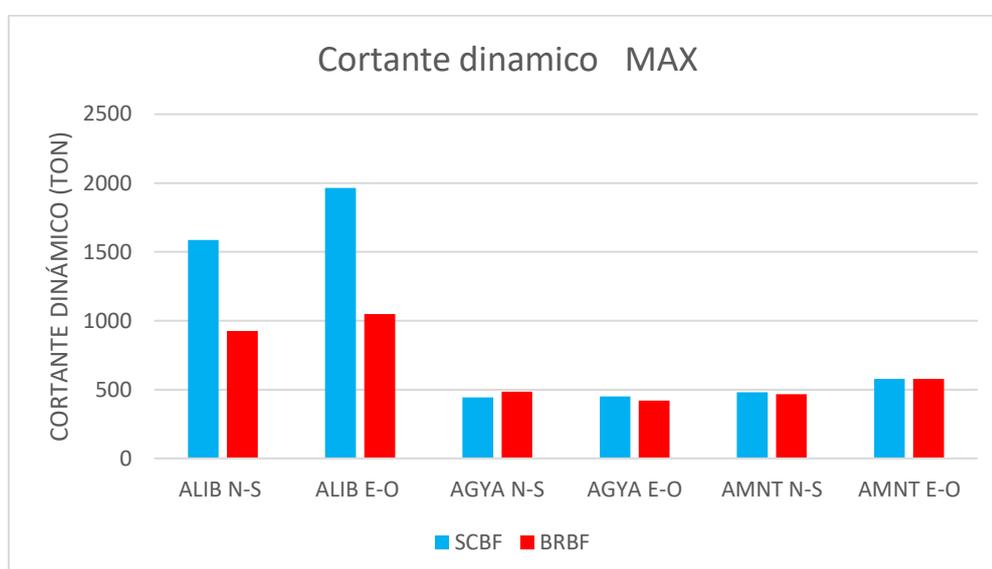
Cortante Basal Dinámico.

	Cortante dinámico Máximos					
	ALIB N-S	ALIB E-O	AGYA N-S	AGYA E-O	AMNT N-S	AMNT E-O
SCBF	1585,549	1963,31	442,39	449,112	480,866	577,0145
BRBF	925,9176	1047,57	485,78	419,417	466,470	577,1367
REDUCCION (%)	41,60	46,64	(9,81)	6,61	2,99	(0,02)

Nota: Elaboración propia

Gráfico 85.

Cortante Dinámico Max.



Nota: Elaboración propia.

5.1.2. Desplazamientos máximos.

Los desplazamientos están relacionados con el grado de daño en elementos estructurales y no estructurales que el edificio puede soportar durante sismos, por lo cual es muy importante evaluarlos de acuerdo con registros sísmicos del movimiento horizontal de la estructura en sus principales direcciones ortogonales.

Los resultados de los análisis dinámicos para los modelos con y sin disipadores (Con Diagonales y Con BRB) se comparan para los tres pares de registros sísmicos considerados.

Para la estación AGYE (Pascuales) se obtiene una pequeña reducción en los desplazamientos máximos de los pisos. Como se muestra en la Tabla 35 y en los gráficos 86 y 87, la reducción en el último piso equivale a 6,843% y 0.113% para las direcciones X y Y; respectivamente.

Tabla 35.

Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación AGYE.

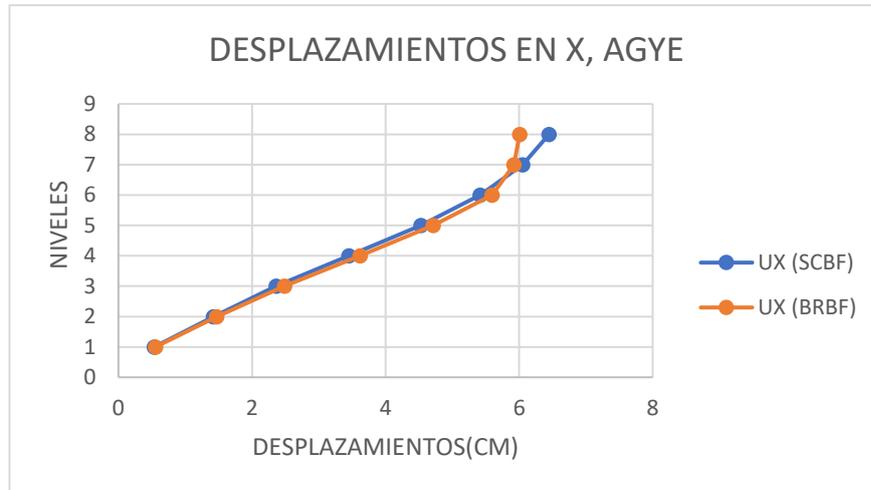
Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación Pascuales (Guayaquil)

Con Diagonales		Con BRB		Reducción		
Piso	Ux (CDC)	Uy (CDC)	Ux (CBRB)	Uy (CBRB)	Ux (%)	Uy (%)
8	6.448307	4.433511	6.007043	4.4285	6.843	0.113
7	6.050972	4.229675	5.921974	4.365563	2.132	-3.213
6	5.415862	3.90044	5.596048	4.166145	-3.327	-6.812
5	4.531331	3.413683	4.712043	3.654992	-3.988	-7.069
4	3.450937	2.773056	3.621688	2.983837	-4.948	-7.601
3	2.364906	2.023113	2.487603	2.198412	-5.188	-8.665
2	1.423039	1.208132	1.469425	1.330845	-3.260	-10.157
1	0.537814	0.45041	0.555843	0.502626	-3.352	-11.593

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 86.

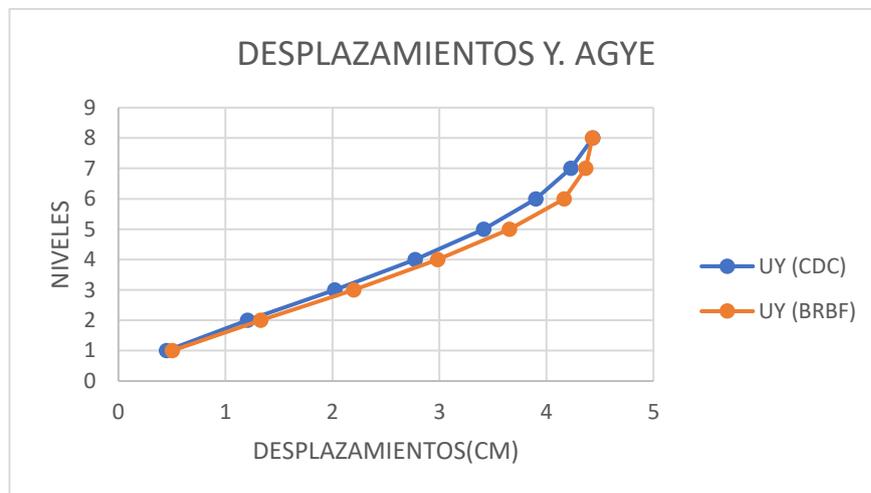
Desplazamientos en X, Estación AGYE, estructura con diagonales vs BRB.



Nota: Elaboración propia.

Gráfico 87.

Desplazamientos en Y, Estación AGYE, estructura con diagonales vs BRB.



Nota: Elaboración propia.

Para la estación ALIB se obtiene una reducción grande en los desplazamientos máximos de los pisos. Como se muestra en la Tabla 36 y en los gráficos 88 y 89, la reducción en el último piso equivale a 44.54 % y 43.79% para las direcciones X y Y; respectivamente.

Esto se debe a que los BRB se activan inelásticamente dada la magnitud de la demanda sísmica que experimenta la estructura, al cortante basal dinámico de 925,92 Ton. La disipación de energía en los BRB, reduce los desplazamientos de los pisos de manera significativa en comparación a los calculados en el sistema SCBF.

Tabla 36.

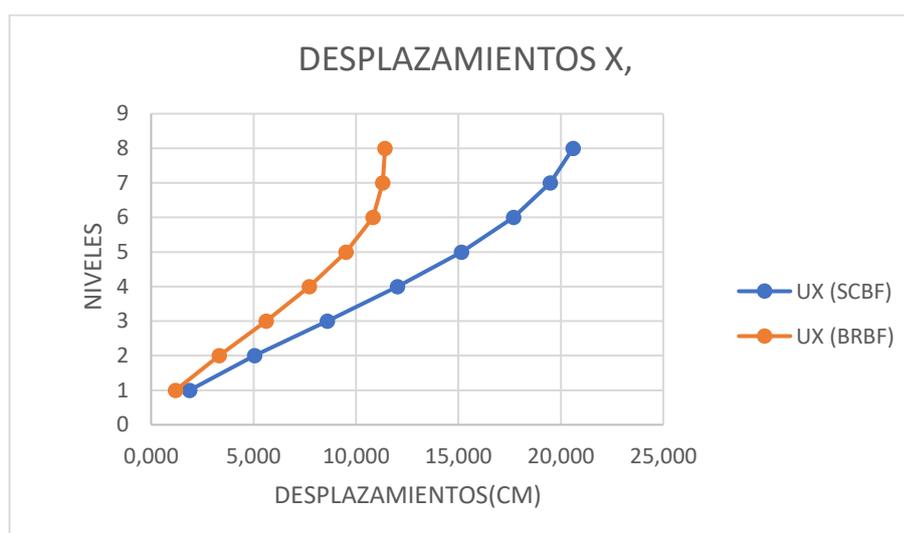
Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación ALIB.

Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación La Libertad						
Con Diagonales		Con BRB			Reducción	
Piso	Ux (cm)	Uy (cm)	Ux (cm)	Uy (cm)	Ux (%)	Uy (%)
8	20.592	23.063	11.420	12.962	44.543	43.796
7	19.492	21.797	11.300	12.741	42.028	41.548
6	17.686	19.759	10.831	12.022	38.760	39.157
5	15.154	16.918	9.519	10.294	37.180	39.155
4	12.027	13.421	7.725	8.208	35.765	38.842
3	8.600	9.589	5.622	5.958	34.622	37.861
2	5.060	5.633	3.325	3.664	34.286	34.958
1	1.876	2.078	1.192	1.353	36.444	34.901

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 88.

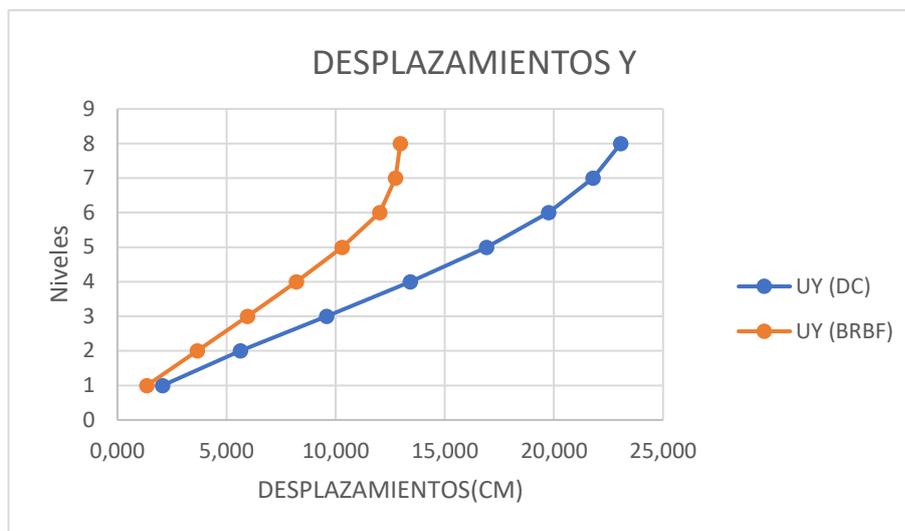
Desplazamientos en X, estación ALIB, estructura con diagonales vs BRB.



Nota: Elaboración propia.

Gráfico 89.

Desplazamientos en Y, estación ALIB, estructura con diagonales vs BRB.



Nota: Elaboración propia.

Para la estación AMNT (Manta) se obtiene una pequeña reducción en los desplazamientos máximos de los pisos. Como se muestra en la Tabla 37 y en los gráficos 90 y 91, la reducción en el último piso equivale a 11.42% y 0.234% para las direcciones X y Y; respectivamente.

Tabla 37.

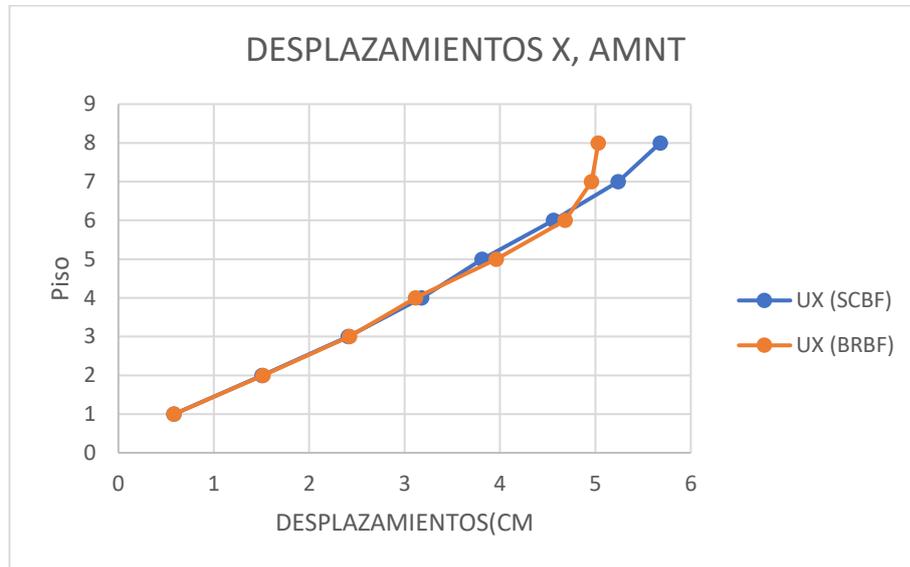
Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación AMNT.

Desplazamientos Máximos Tiempo - Historia Estación Manta						
Con Diagonales			Con BRB		Reducción	
Piso	Ux (cm)	Uy (cm)	Ux (cm)	Uy (cm)	Ux (%)	Uy (%)
8	5.680489	4.706988	5.031803	4.695961	11.420	0.234
7	5.240164	4.463263	4.959339	4.63869	5.359	-3.930
6	4.561077	4.222665	4.68339	4.463985	-2.682	-5.715
5	3.812661	3.841097	3.96274	4.014021	-3.936	-4.502
4	3.178661	3.233136	3.114675	3.35851	2.013	-3.878
3	2.411019	2.42033	2.422959	2.518598	-0.495	-4.060
2	1.506577	1.480571	1.517886	1.534992	-0.751	-3.676
1	0.584318	0.568279	0.583054	0.579399	0.216	-1.957

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 90.

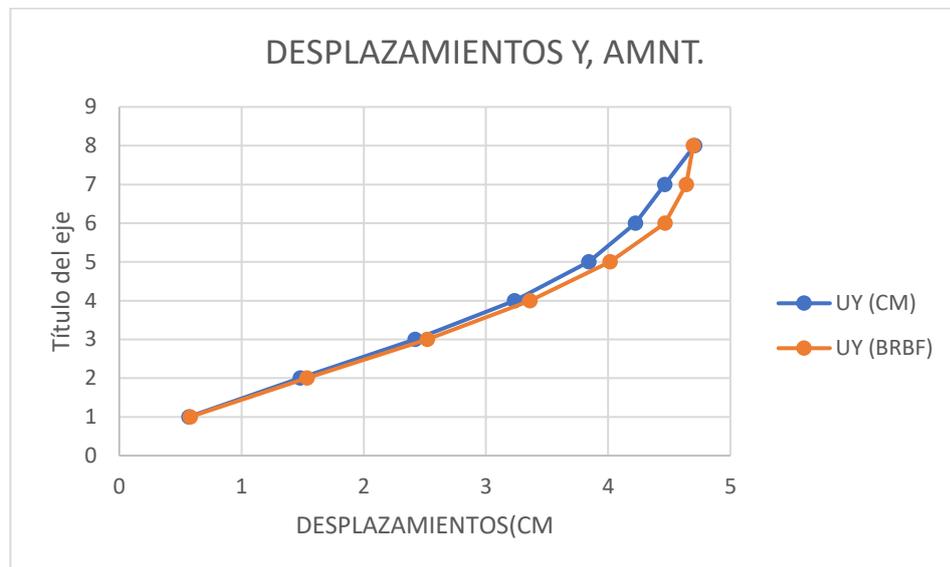
Desplazamientos en X, estación AMNT, estructura con diagonales vs BRB.



Nota: Elaboración propia.

Gráfico 91.

Desplazamientos en Y, estación AMNT, estructura con diagonales vs BRB.



Nota: Elaboración propia.

5.1.3. Comportamiento Histerético

SAP2000 nos permite extraer tablas de resultados donde se constata que el comportamiento de los dispositivos es histerético, con distintos grados de disipación de energía, según la magnitud de las deformaciones plásticas.

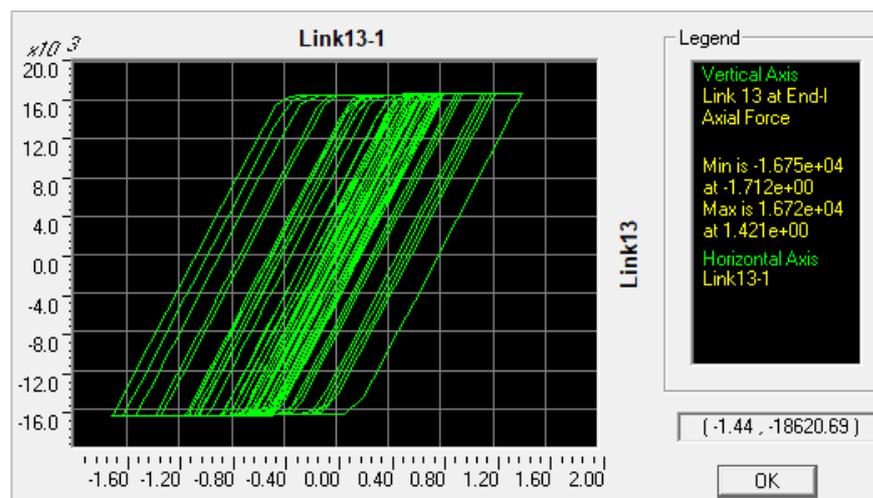
5.1.3.1. Wen Libertad.

5.1.3.1.1. Piso 1 Y 2.

El Gráfico 92 indica que el elemento vínculo 13, para la dirección Norte- Sur, alcanza la fuerza axial máxima de 16.72 Toneladas con una deformación de 0.014 m.

Gráfico 92.

Sismo Libertad N-S, pisos 1 y 2, (Eje X).

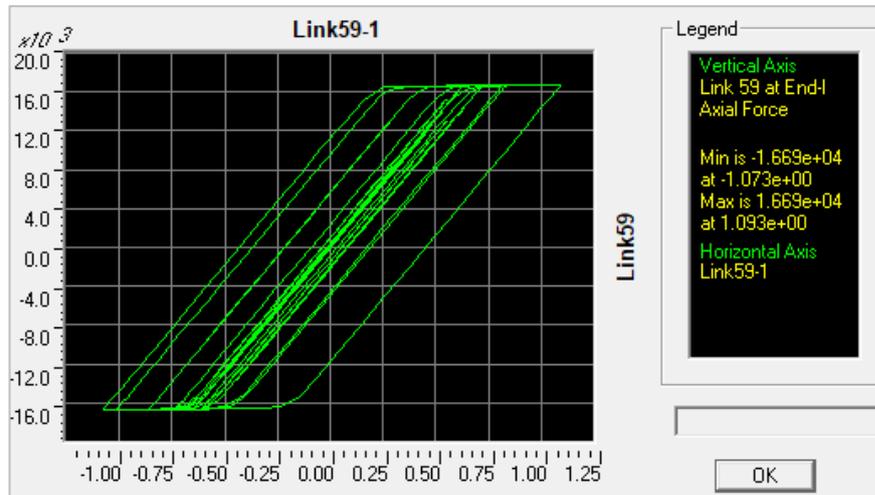


Nota: Tomada de SAP 2000.

El Gráfico 93 muestra que el elemento vínculo 59 para la dirección Este-Oeste, tiene una fuerza axial máxima de 16.69 Toneladas con una deformación de 0.011 m.

Gráfico 93.

Sismo Libertad E-O, pisos 1 y 2, (Eje Y).



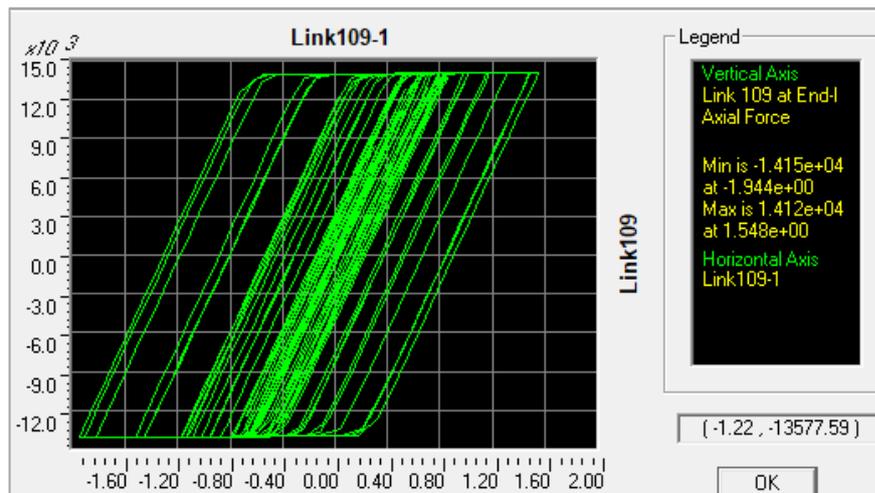
Nota: Tomada de SAP 2000.

5.1.3.1.2. Piso 3 Y 4.

El Gráfico 94 indica que el elemento vinculo 109 para la dirección Norte- Sur tiene una fuerza axial máxima de 14.12 Toneladas con una deformación de 0.016 m.

Gráfico 94.

Sismo Libertad N-S, pisos 3 y 4, (Eje X).

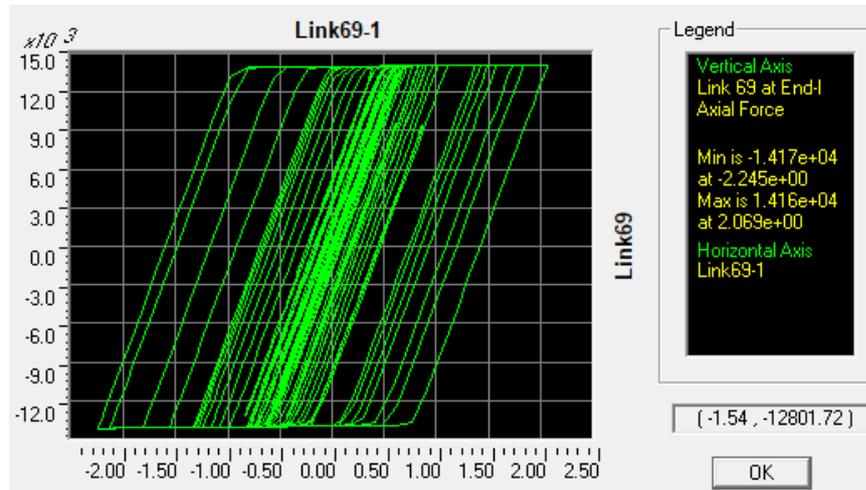


Nota: Tomada de SAP 2000.

El Gráfico 95 muestra que el elemento vínculo 69 para la dirección Este-Oeste, tiene una fuerza axial máxima de 14.16 Toneladas con una deformación de 0.021 m.

Gráfico 95.

Sismo Libertad E-O, pisos 3 y 4, (Eje Y).



Nota: Tomada de SAP 2000.

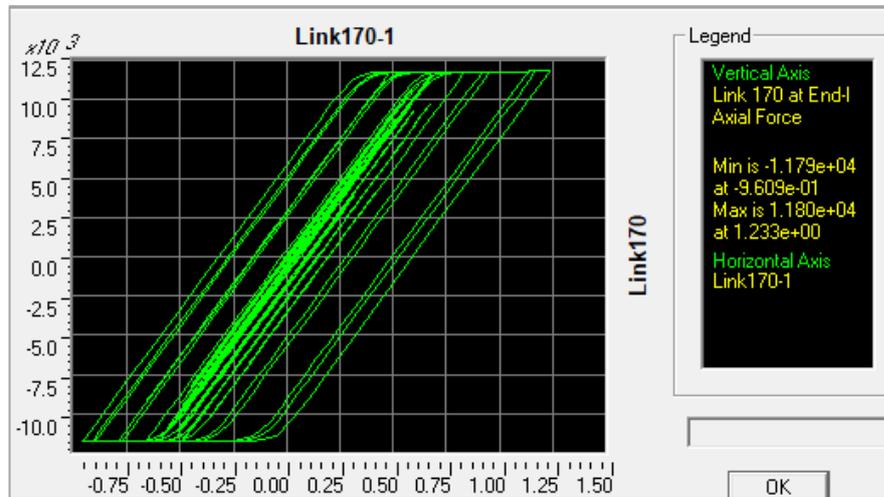
Los dispositivos de los pisos 1 y 2 tienen una mayor fuerza axial, mayor deformación y, por lo tanto, mayor disipación de energía en comparación con demás pisos.

5.1.3.1.3. Piso 5 Y 6.

El Gráfico 96 indica que el elemento vínculo 170 para la dirección Norte- Sur tiene una fuerza axial máxima de 11.80 Toneladas con una deformación de 0.0123m.

Gráfico 96.

Sismo Libertad N-S, pisos 5 y 6, (Eje X).

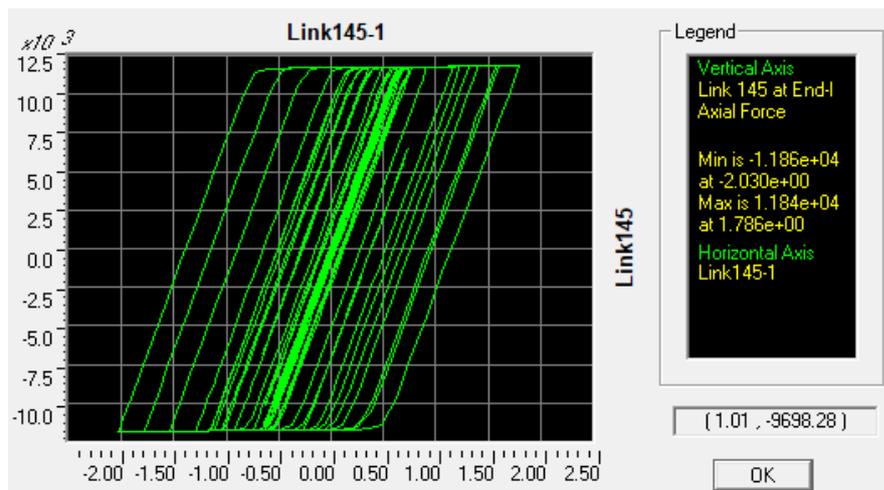


Nota: Tomada de SAP 2000.

El Gráfico 97 muestra que el elemento vinculo 145 para la dirección Este-Oeste, tiene una fuerza axial máxima de 11.84 Toneladas con una deformación de 0.0179 m.

Gráfico 97.

Sismo Libertad E-O, pisos 5 y 6, (Eje Y).



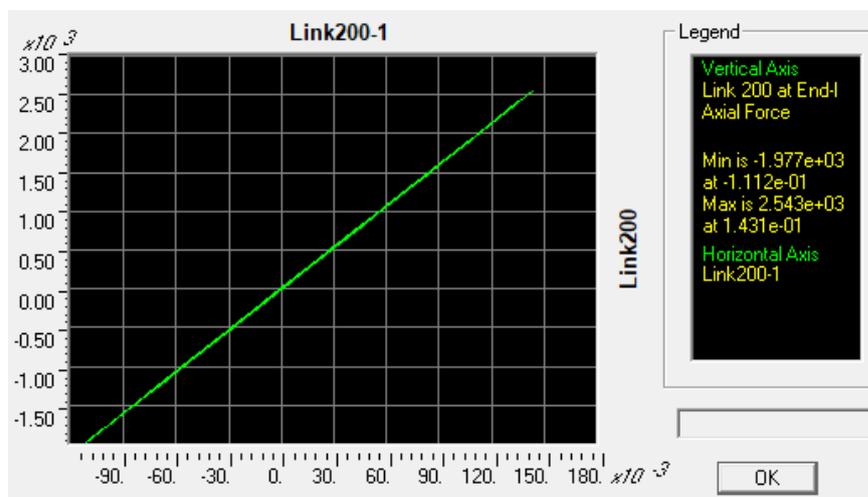
Nota: Tomada de SAP 2000.

5.1.3.1.4. Piso 7 Y 8.

El Gráfico 98 indica que el elemento vínculo 200 para la dirección Norte- Sur tiene una fuerza axial máxima de 2.54 Toneladas con una deformación de 0.0014 m. En este elemento no se alcanza un comportamiento hysterético y dicho elemento se mantiene elástico.

Gráfico 98.

Sismo Libertad N-S, pisos 7 y 8, (Eje X).

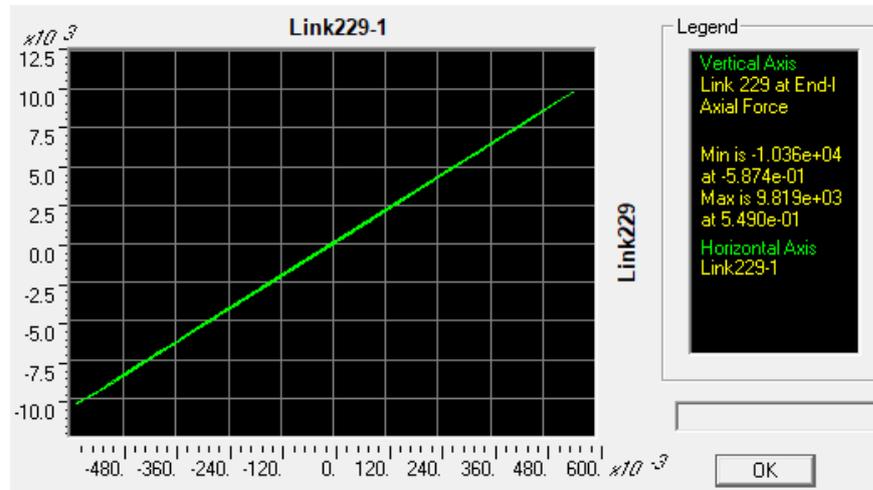


Nota: Tomada de SAP 2000.

El Gráfico 99 indica que el elemento vínculo 229 para la dirección Este - Oeste alcanza la fuerza axial máxima de 9.83 Toneladas correspondiente a una deformación de 0.00549 m. En este elemento no se alcanza un comportamiento hysterético y dicho elemento se mantiene elástico.

Gráfico 99.

Sismo Libertad E-O, pisos 7 y 8, (Eje Y).



Nota: Tomada de SAP 2000.

5.2. Resultados Del Análisis Modal Espectral

5.2.1. Control De Derivas y torsión accidental

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 15, establece que las derivas máximas de piso no tienen que exceder al 2% para estructuras aporticadas, para esto se aplicará la ecuación $\Delta M=0.75*R\Delta E$ de la sección 6.3.9.

Mediante el análisis modal espectral se realiza el diseño de los elementos estructurales de la estructura con BRB. Los resultados obtenidos se muestran en las tablas 38 y 39 donde se puede constatar que la estructura BRBF cumple con los requerimientos de la norma para un sismo de servicio en Santa Elena. Se chequearon las derivas de piso para la fuerza sísmica en las direcciones (X) y (Y).

Se verificó en todos los pisos que la estructura no tiene torsión excesiva, usando los desplazamientos absolutos (procedimiento de la Sección 6.3.7 de NEC-SE-DS-2015) y las derivas de piso (procedimiento de la Sección 5.2 de NEC-SE-DS-2015). Por lo tanto, no requiere ser penalizada por los factores f_{PA} y A_x ; respectivamente.

Tabla 38.

Desplazamiento Absoluto de punto Eje X.

Control de derivas para el la dirección Ex													
	Joint	U1	U2	U	ΔE	H	Δei	R	ΔM	NEC-15	ΔE Prom.	$\frac{\Delta E}{1,2Prom}$	TOR. ACCIDENTAL <1,2
	Text	cm	cm	cm		cm				<0,02			
BASE	3007	0	0	0	0,000	0	0,000	8	0,000	SI CUMPLE	0,000	0,000	NO HAY TORSIÓN
	3018	0	0	0	0,000	0	0,000	8	0,000	SI CUMPLE	0,000	0,000	NO HAY TORSIÓN
1	316	0,3464	0,01548	0,347	0,347	350	0,001	8	0,006	SI CUMPLE	0,0010	0,811	NO HAY TORSIÓN
	321	0,3657	0,01548	0,366	0,366	350	0,001	8	0,006	SI CUMPLE	0,0010	0,811	NO HAY TORSIÓN
2	280	0,9313	0,03848	0,932	0,585	350	0,002	8	0,010	SI CUMPLE	0,0017	0,817	NO HAY TORSIÓN
	285	0,9737	0,03848	0,974	0,608	350	0,002	8	0,010	SI CUMPLE	0,0017	0,817	NO HAY TORSIÓN
3	244	1,569	0,0624	1,570	0,638	350	0,002	8	0,011	SI CUMPLE	0,0019	0,820	NO HAY TORSIÓN
	249	1,6321	0,0624	1,633	0,659	350	0,002	8	0,011	SI CUMPLE	0,0019	0,820	NO HAY TORSIÓN
4	208	2,1761	0,08453	2,178	0,607	350	0,002	8	0,010	SI CUMPLE	0,0018	0,822	NO HAY TORSIÓN
	213	2,2564	0,08453	2,258	0,625	350	0,002	8	0,011	SI CUMPLE	0,0018	0,822	NO HAY TORSIÓN
5	172	2,7266	0,10436	2,729	0,551	350	0,002	8	0,009	SI CUMPLE	0,0016	0,822	NO HAY TORSIÓN
	177	2,822	0,10436	2,824	0,566	350	0,002	8	0,010	SI CUMPLE	0,0016	0,822	NO HAY TORSIÓN
6	136	3,1774	0,12003	3,180	0,451	350	0,001	8	0,008	SI CUMPLE	0,0013	0,823	NO HAY TORSIÓN
	141	3,2844	0,12003	3,287	0,463	350	0,001	8	0,008	SI CUMPLE	0,0013	0,823	NO HAY TORSIÓN
7	100	3,5068	0,13078	3,509	0,330	350	0,001	8	0,006	SI CUMPLE	0,0010	0,824	NO HAY TORSIÓN
	105	3,6213	0,13078	3,624	0,337	350	0,001	8	0,006	SI CUMPLE	0,0010	0,824	NO HAY TORSIÓN
8	64	3,7165	0,13652	3,719	0,210	350	0,001	8	0,004	SI CUMPLE	0,0006	0,831	NO HAY TORSIÓN
	69	3,8319	0,13652	3,834	0,211	350	0,001	8	0,004	SI CUMPLE	0,0006	0,831	NO HAY TORSIÓN

Nota: Elaboración propia.

Tabla 39.

Desplazamiento Absoluto de punto Eje Y.

Control de derivas para la dirección Ey													
	Joint	U1	U2	U	ΔE	H	Δei	R	ΔM	NEC-15	ΔE Prom.	$\frac{\Delta E}{1,2Prom}$	TOR. ACCIDENTAL <1,2
	Text	cm	cm	cm		cm				<0,02			
BASE	3018	0	0	0,0000	0,0000	0	0,0000	8	0,000	SI CUMPLE	0,0000	0,000	NO HAY TORSIÓN
	3027	0	0	0,0000	0,0000	0	0,0000	8	0,000	SI CUMPLE	0,0000	0,000	NO HAY TORSIÓN
1	316	0,0329	0,3827	0,3841	0,3841	350	0,0011	8	0,009	SI CUMPLE	0,0010	0,888	NO HAY TORSIÓN
	351	0,0236	0,3363	0,3371	0,3371	350	0,0010	8	0,008	SI CUMPLE	0,0010	0,888	NO HAY TORSIÓN
2	280	0,0777	1,0053	1,0083	0,6242	350	0,0018	8	0,014	SI CUMPLE	0,0017	0,872	NO HAY TORSIÓN
	315	0,0552	0,9040	0,9057	0,5686	350	0,0016	8	0,013	SI CUMPLE	0,0017	0,872	NO HAY TORSIÓN
3	244	0,1224	1,6730	1,6775	0,6692	350	0,0019	8	0,015	SI CUMPLE	0,0018	0,865	NO HAY TORSIÓN
	279	0,0863	1,5229	1,5254	0,6197	350	0,0018	8	0,014	SI CUMPLE	0,0018	0,865	NO HAY TORSIÓN
4	208	0,1633	2,3023	2,3081	0,6306	350	0,0018	8	0,014	SI CUMPLE	0,0017	0,861	NO HAY TORSIÓN
	243	0,1140	2,1119	2,1150	0,5896	350	0,0017	8	0,013	SI CUMPLE	0,0017	0,861	NO HAY TORSIÓN
5	172	0,2010	2,8723	2,8793	0,5712	350	0,0016	8	0,013	SI CUMPLE	0,0016	0,861	NO HAY TORSIÓN
	207	0,1387	2,6455	2,6492	0,5342	350	0,0015	8	0,012	SI CUMPLE	0,0016	0,861	NO HAY TORSIÓN
6	136	0,2322	3,3371	3,3452	0,4659	350	0,0013	8	0,011	SI CUMPLE	0,0013	0,860	NO HAY TORSIÓN
	171	0,1579	3,0822	3,0862	0,4370	350	0,0012	8	0,010	SI CUMPLE	0,0013	0,860	NO HAY TORSIÓN
7	100	0,2550	3,6739	3,6827	0,3375	350	0,0010	8	0,008	SI CUMPLE	0,0009	0,857	NO HAY TORSIÓN
	135	0,1704	3,4009	3,4051	0,3189	350	0,0009	8	0,007	SI CUMPLE	0,0009	0,857	NO HAY TORSIÓN
8	64	0,2672	3,8798	3,8890	0,2062	350	0,0006	8	0,005	SI CUMPLE	0,0006	0,841	NO HAY TORSIÓN
	99	0,1756	3,6032	3,6074	0,2023	350	0,0006	8	0,005	SI CUMPLE	0,0006	0,841	NO HAY TORSIÓN

Nota: Elaboración propia.

5.3. Comparación entre el sistema SCBF y el sistema BRBF

5.3.1. Comparación de derivas

En los gráficos 100 a 103 y en las tablas 40 y 41 se presentan las derivas elásticas e inelásticas para las direcciones X y Y. Las derivas cumplen con los requerimientos en la norma NEC -15, dado que en ambos sistemas no supera la deriva admisible del 2%. Sin embargo, la estructura con BRBF tiene mayores derivas en comparación con las del sistema SCBF diseñado por Panchana & Borbor (2020).

Tabla 40.

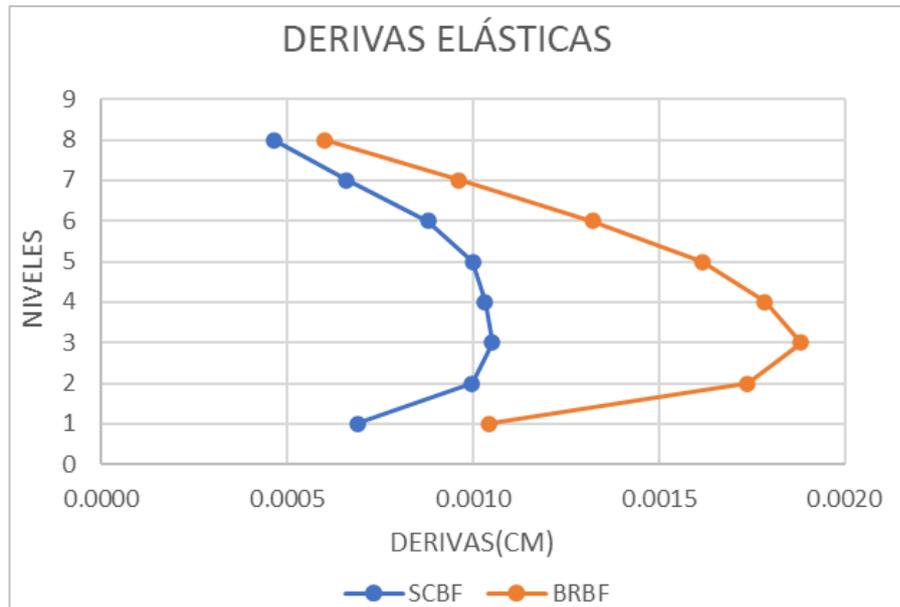
Comparación De Derivas Eje X.

PISO	Derivas		Derivas	
	Elásticas		Inelásticas	
	SCBF	BRBF	SCBF	BRBF
8	0.0005	0.0006	0.00311	0.0036
7	0.0007	0.0010	0.00435	0.0058
6	0.0009	0.0013	0.00528	0.0079
5	0.0010	0.0016	0.00600	0.0097
4	0.0010	0.0018	0.00621	0.0107
3	0.0011	0.0019	0.00631	0.0113
2	0.0010	0.0017	0.00600	0.0104
1	0.0007	0.0010	0.00415	0.0063

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 100.

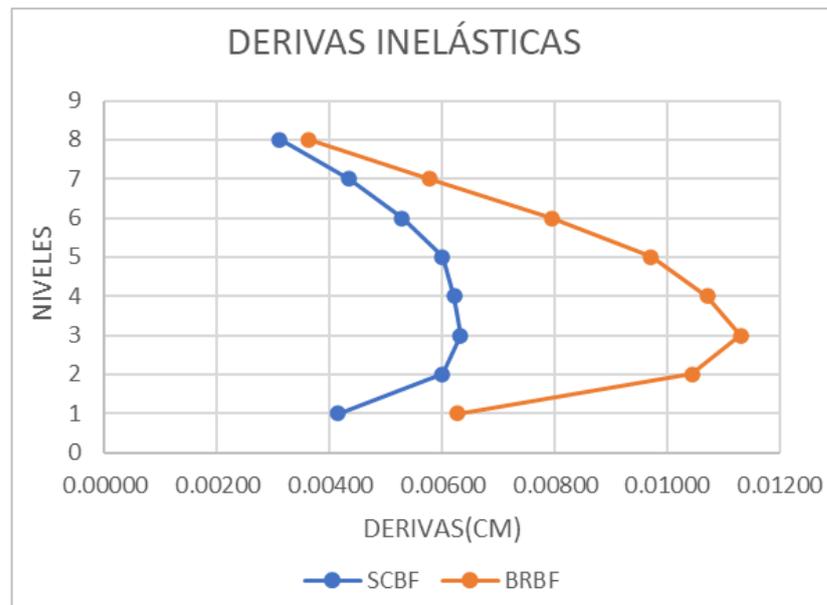
Derivas elásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje X.



Nota: Elaboración propia.

Gráfico 101.

Derivas inelásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje X.



Nota: Elaboración propia.

Tabla 41.

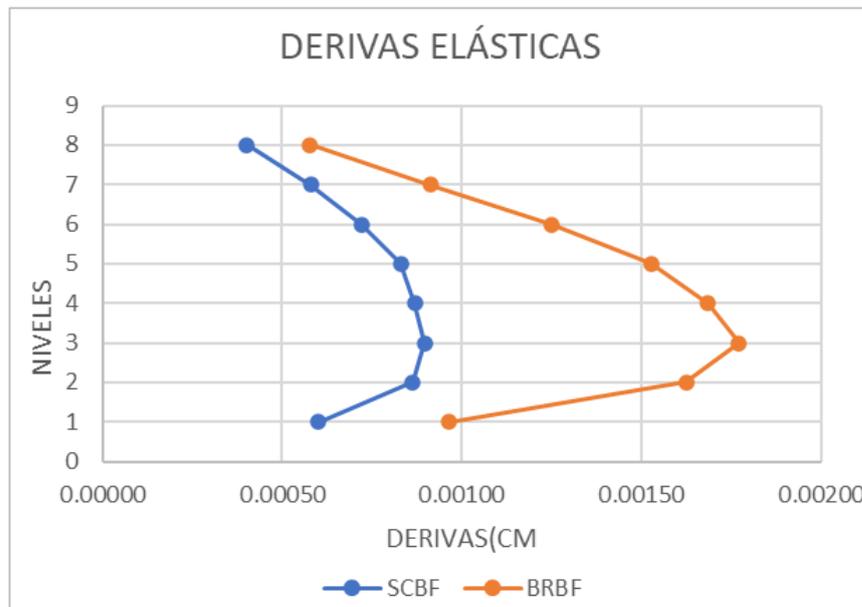
Comparación De Derivas Eje Y.

PISO	Derivas		Derivas	
	Elásticas		Inelásticas	
	SCBF	BRBF	SCBF	BRBF
8	0.00040	0.00058	0.0032	0.0046
7	0.00058	0.00091	0.0046	0.0073
6	0.00072	0.00125	0.0058	0.0100
5	0.00083	0.00153	0.0066	0.0122
4	0.00087	0.00168	0.0070	0.0135
3	0.00090	0.00177	0.0072	0.0142
2	0.00086	0.00162	0.0069	0.0130
1	0.00060	0.00096	0.0048	0.0077

Nota: Elaboración propia

Gráfico 102.

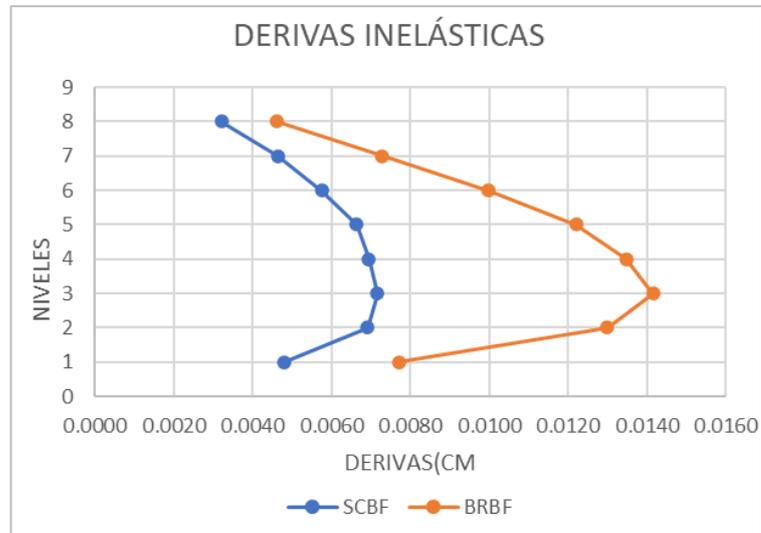
Derivas elásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje Y.



Nota: Elaboración propia.

Gráfico 103.

Derivas inelásticas en estructura con SCBF vs BRB Eje Y.



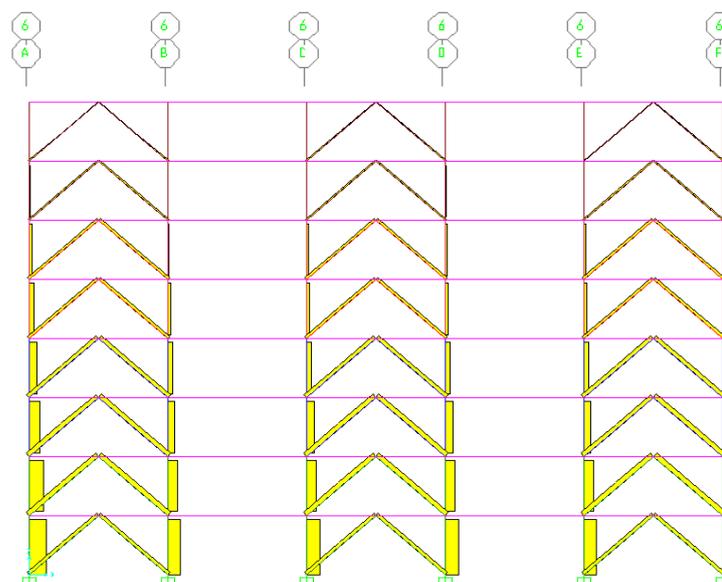
Nota: Elaboración propia.

5.3.2. Fuerzas Internas

En el Gráfico 104 se muestra las fuerzas axiales, donde el eje 6 de la estructura está en tensión en todos los pisos.

Gráfico 104.

Fuerzas Axiales de la estructura.



Nota: Tomada de SAP 2000.

Para analizar la fuerza axial se tomó la columna del primer piso 6A. Los resultados se muestran en la tabla 42.

Tabla 42.

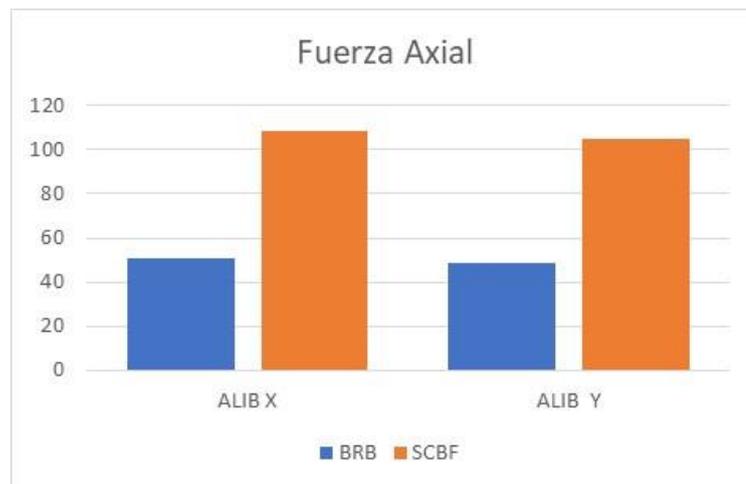
Fuerza Axial.

	ALIB X	ALIB Y
BRB	50.801	48.5813
SCBF	108.1713	104.8375
Reducción (%)	53.04	53.66

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 105.

Fuerza Axial.



Nota: Elaboración propia.

En el Gráfico 105 se observa una notable disminución en la fuerza axial del elemento. En el eje X se redujo un 53.04% y en el eje Y un 53.66% en comparación con el sistema SCBF, demostrando que el sistema de pórticos especiales con disipadores de energía (BRBF) permite la disminución de esfuerzos en los elementos estructurales.

En las tablas 43 y 44 se observa los resultados obtenidos tomando como referencia la misma columna 6A del primer piso para el Cortante y el Momento Flector

de las estructuras con el sistema SCBF y con el BRBF tanto para el eje x como para el eje y, y su respectiva comparación gráfica en los gráficos 106 y 107.

Tabla 43.

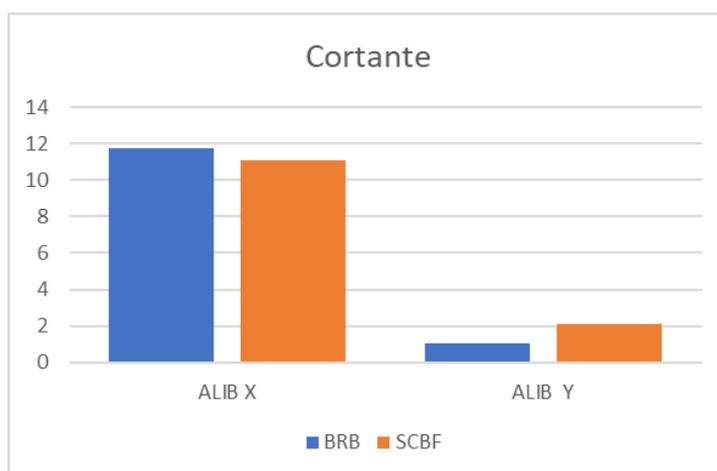
Cortante.

	ALIB X	ALIB Y
BRB	11.753	1.0733
SCBF	11.1087	2.1379
Reducción (%)	-5.80	49.80

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 106.

Cortante.



Nota: Elaboración propia.

Tabla 44.

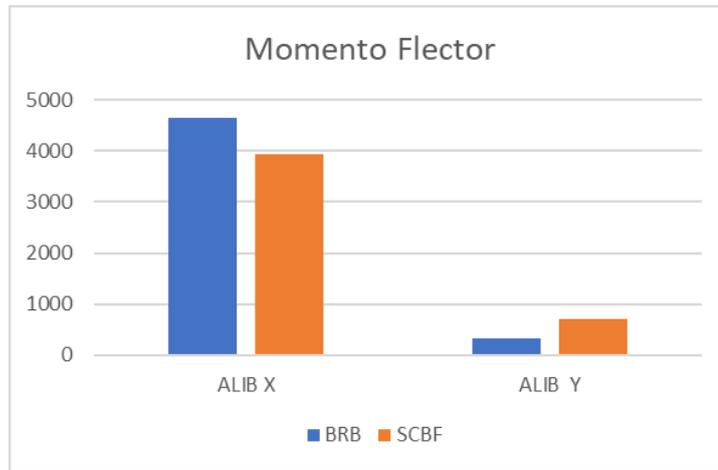
Momento Flector.

	ALIB X (Ton.cm)	ALIB Y (Ton.cm)
BRB	4654.842	328.327
SCBF	3927.418	714.163
Reducción (%)	-18.52	54.03

Nota: Elaboración propia.

Gráfico 107.

Momento Flector.



Nota: Elaboración propia.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Luego de analizar el comportamiento de una estructura con pórticos con diagonales de arriostramiento con pandeo restringido (BRBF) y compararla con sistemas de pórticos especiales con diagonales concéntricas (SCBF), mediante los análisis espectral e historia tiempo se concluye que:

1. El elemento vínculo con histéresis “Plastic Wen” utilizado para modelar el comportamiento no lineal de los BRB en SAP2000, se activa no linealmente para disipar energía cuando es diseñado con un área de acero lo suficientemente pequeña para que la resistencia requerida por el sismo sea mayor a la resistencia provista por el diseño. Si el área es excesiva para la demanda del sismo, el BRB no se activa y luego su área deberá ser optimizada mediante su reducción.

Las áreas diseñadas para los BRB resultaron ser adecuadas desde el Piso 1 hasta el Piso 6. Mientras que en los Pisos 7 y 8, pueden ser menores y deben ser optimizadas.

2. Los BRB muestran disipación de energía para el sismo ALIB registrado en La Libertad. Para los registros de Pascuales y Manta los BRB no se activan por las características de las historias tiempo y la flexibilidad de la estructura. No obstante, la aceleración máxima del terreno usada es alta ($A_{m\acute{a}x} = 162\text{cm/seg}^2$).
3. Para el caso de los resultados obtenidos para la historia tiempo ALIB de La Libertad, el sistema BRBF permite disminuir el cortante basal aproximadamente en un 47% en comparación con la misma estructura con un sistema SCBF. De

manera similar, los desplazamientos disminuyeron un 45% y las fuerzas axiales 53%; demostrándose que el sistema BRBF permite a la estructura tener un mejor comportamiento que con un sistema SCBF, con un alto nivel de disipación de energía a partir de la ocurrencia de sismos moderados a severos.

4. Un sistema BRBF permite tener una estructura con menos peso que una estructura convencional debido a que no utiliza elementos estructurales robustos en las diagonales. El BRB tiene un peso y una masa insignificante por lo tanto sus derivas tanto elásticas como inelásticas son mayores a las de una estructura con SCBF, pero no exceden a la restricción del 2% que indica la Norma NEC-15. Al lograrse una estructura más liviana, el costo disminuye.

6.2. Recomendaciones

En base de las conclusiones obtenidas en este estudio, se postulan las siguientes recomendaciones:

- a) Utilizar al menos 7 pares de registros sísmicos de acuerdo con las regulaciones locales para que se pueda obtener el valor promedio de los resultados de cada registro al realizar el análisis no lineal tiempo historia.
- b) Considerar las diferentes configuraciones que se pueden realizar utilizando disipadores en la estructura y diferentes enfoques de diseño para determinar las fortalezas y debilidades existentes en cada caso.
- c) Cuando se tienen estructuras flexibles sobre suelos rígidos, el sistema estructural no amplifica, luego los BRB son elásticos aún a sismos moderados. Por lo que se recomienda estudiar el comportamiento de los BRB en estructuras flexibles sobre suelos flexible, donde se prevé que los BRB disiparían mucha energía y en esa condición se pueden ver sus mayores beneficios.

BIBLIOGRAFIA

- ANSI/ AISC 341-16. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction.
- ASCE/ SEI 7-16. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*: American Society of Civil Engineers.
- Bartolomé, F. D. (2010). *ESTUDIO DINÁMICO EN EDIFICACIÓN*. (PROYECTO FIN DE CARRERA Ingeniería Técnica Industrial Especialidad Mecánica).
- Black, C., Aiken, I. D., & Makris, N. (2002). *Component testing, stability analysis, and characterization of buckling-restrained unbonded braces (TM)*: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Borbor , C., & Panchana, C. (2020). *ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO*. (TRABAJO DE GRADO). UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA, LA LIBERTAD
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, S. R. (2011). *Ductile design of steel structures*: McGraw Hill Professional.
- Cancelado, R. A. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. parte 1/Mechanical characterization and structural modeling of a buckling restrained braces used as a passive energy dissipator. part 1*. (Tesis para optar al título de Magíster en Estructuras). UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, Bogotá.
- Cancelado, R. A. (2013). Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas. *Revista de Ingeniería*(39), 17-23.
- Castro, G. V., & Sarmiento, R. O. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*: Asamblea Nacional de Rectores.
- Chacón Álvarez, R., & Ramírez Caparó, J. E. (2014). Análisis de una edificación de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso. 12-13.
- Chong, L., & Fernando, W. (2013). Análisis y diseño de estructuras de acero con disipadores viscoelásticos para la ciudad de Guayaquil.
- Computers and Structures, I. (2009). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, and SAFE* Berkeley, California, USA.
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero.
- D' Aniello, M. (2007). STEEL DISSIPATIVE BRACING SYSTEMS FOR SEISMIC RETROFITTING OF EXISTING STRUCTURES: THEORY AND TESTING. In *Tesis de Doctorado*. Italia: Universidad de Nápoles.
- Fahnestock, L. A., Ricles, J. M., & Sause, R. (2007). Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame. *Journal of structural engineering*, 133(9), 1205-1214.
- Giraldo Rincón, J. F., & Peláez Olano, A. (2012a). *Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Viabilidad económica para el caso colombiano*. Universidad EIA,
- Giraldo Rincón, J. F., & Peláez Olano, A. (2012b). *Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Viabilidad económica para el caso colombiano*.
- Giraldo Rincón, J. F., & Peláez Olano, A. (2012c). *Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Viabilidad económica para el caso colombiano*.

- Giraldo Rincón, J. F., & Peláez Olano, A. (2012d). *Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Viabilidad económica para el caso colombiano.*
- Giraldo Rincón, J. F., & Peláez Olano, A. (2012e). *Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Viabilidad económica para el caso colombiano.*
- Giraldo Rincón, J. F., & Peláez Olano, A. (2012f). *Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Viabilidad económica para el caso colombiano.*
- Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Leyton, F., & Eisenberg, A. (2002). Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena. *Anales de las VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA 2002)*, 81.
- Kersting, R. A., Fahnestock, L. A., & López, W. A. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames. *NIST GCR*, 15-917.
- Morales Díaz, L. J., & Contreras Bálbaro, J. J. (2012a). *Protección de una edificación existente con disipadores de energía.*
- Morales Díaz, L. J., & Contreras Bálbaro, J. J. (2012b). *Protección de una edificación existente con disipadores de energía.*
- Muñiz & Alarcón. (2019). Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; y AISC del Instituto Estadounidense d. Retrieved from <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf>
- Nakamura, H., Takeuchi, T., Maeda, Y., Nakata, Y., Sasaki, T., Iwata, M., & Wada, A. (1999). Fatigue properties of practical-scale unbonded braces. *SHINNITETSU GIHO*, 49-55.
- NEC- SE- CG. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*. Quito, Ecuador
- NEC- SE -DS. (2015). *Ministerio ed Desarrollo Urbano y Vivienda*. Quito, Ecuador
- Oviedo, J. A., & Duque, M. (2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*(12), 113-124.
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*(94), 1-26.
- Sabelli, R., & Aiken, I. (2001). *Buckling-Restrained Braced Frames*. Paper presented at the Structural Engineers Association of Northern California, Winter Seminar, Proceedings, San Francisco, CA.
- Sabelli, R., & Moore, S. W. P. (2006). *BUCKLING-RESTRAINED BRACED FRAMES*.
- Sánchez Rivadeneira, A. G. (2014). *Análisis y evaluación de la aplicación de disipadores histeréticos de fluencia para el mejoramiento del desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado en la Ciudad de Guayaquil*. Guayaquil,
- Takeuchi, T. (2018). *Buckling-Restrained Brace: History, Design and Applications*. Paper presented at the Key Engineering Materials.
- Vilema Vargas, J. D. (2018). *Análisis de modelo matemático de un disipador de energía tipo "Low Yielding Point System" como refuerzo para un edificio*. Universidad de Guayaquil. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,
- Villarreal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía.*
- Wigle, V. R., & Fahnestock, L. A. (2010). Buckling-restrained braced frame connection performance. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(1), 65-74.
- Xie, Q. (2005). State of the art of buckling-restrained braces in Asia. *Journal of constructional steel research*, 61(6), 727-748.

ANEXO 1

Cálculo Para Prediseño De Las Diagonales De Pandeo Restringido

$$P_{uxi} = \frac{V_i}{\cos \theta_i}$$

$$A_{sc} = \frac{P_{ui}}{\phi F_y}$$

Piso 8

$$P_{uxi} = \frac{25,43Ton}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 2.414 Ton = 2414,07 kg$$
$$A_{sc} = \frac{2414.07Kg}{(0.9)(3515Kg/cm^2)}$$
$$A_{sc} = 0.763cm^2$$

Piso 7

$$P_{uxi} = \frac{56.25Ton}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 5.339Ton = 5338.75Kg$$
$$A_{sc} = \frac{5338.75Kg}{(0.9)(3515Kg/cm^2)}$$
$$A_{sc} = 1.688cm^2$$

Piso 6

$$P_{uxi} = \frac{81.97Ton}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 7.780Ton = 7780.18Kg$$
$$A_{sc} = \frac{7780.18Kg}{(0.9)(3515Kg/cm^2)}$$
$$A_{sc} == 2.459cm^2$$

Piso 5

$$P_{uxi} = \frac{102.66Ton}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 9.744Ton = 9743.82kg$$
$$A_{sc} = \frac{9743.82kg}{(0.9)(3515 Kg/cm^2)}$$

$$A_{sc} = 3.080 \text{ cm}^2$$

Piso 4

$$P_{uxi} = \frac{118.58 \text{ Ton}}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 11.256 \text{ Ton} = 11255.79 \text{ Kg}$$

$$A_{sc} = \frac{11255.79 \text{ Kg}}{(0.9)(3515 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A_{sc} = 3.558 \text{ cm}^2$$

Piso 3

$$P_{uxi} = \frac{129.88 \text{ Ton}}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 12.328 \text{ Ton} = 12328.06 \text{ Kg}$$

$$A_{sc} = \frac{12328.06 \text{ Kg}}{(0.9)(3515 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A_{sc} = 3.897 \text{ cm}^2$$

Piso 2

$$P_{uxi} = \frac{136.88 \text{ Ton}}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 12.992 \text{ Ton} = 12991.94 \text{ Kg}$$

$$A_{sc} = \frac{12991.94 \text{ Kg}}{(0.9)(3515 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A_{sc} = 4.107 \text{ cm}^2$$

Piso 1

$$P_{uxi} = \frac{139.93 \text{ Ton}}{\cos 41.19 * 14}$$
$$P_{uxi} = 13.282 \text{ Ton} = 13282.02 \text{ Kg}$$

$$A_{sc} = \frac{13282.02 \text{ Kg}}{(0.9)(3515 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A_{sc} = 4.199 \text{ cm}^2$$

ANEXO 2

Cálculo de datos a utilizar en el programa SAP 2000 en el diseño del elemento link.

La rigidez efectiva la calculamos con la siguiente expresión:

$$K_{eff} = \frac{EA}{L} \quad (26)$$

Wen 1

$$K_{eff} = \frac{2100000 \frac{kg}{cm^2} (6.58cm^2)}{531.51cm}$$

$$K_{eff} = 25997.63 \text{ kg/cm}$$

Wen 2

$$K_{eff} = \frac{2100000 \frac{kg}{cm^2} (5.55cm^2)}{531.51cm}$$

$$K_{eff} = 21928.09 \text{ kg/cm}$$

Wen 3

$$K_{eff} = \frac{2100000 \frac{kg}{cm^2} (4.65cm^2)}{531.51cm}$$

$$K_{eff} = 18372.19 \text{ kg/cm}$$

Wen 4

$$K_{eff} = \frac{2100000 \frac{kg}{cm^2} (4.50cm^2)}{531.51cm}$$

$$K_{eff} = 17779.53 \text{ kg/cm}$$

la fuerza cedente

$$f_y = A * F_Y \quad (27)$$

Wen 1

$$f_y = 6.58 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 16647.4 \text{ kg}$$

Wen 2

$$f_y = 5.55 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 14041.5 \text{ kg}$$

Wen 3

$$f_y = 4.65 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 11764.5 \text{ kg}$$

Wen 4

$$f_y = 4.50 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 11385 \text{ kg}$$

Relación de rigidez después de la cedencia.

$$\text{post yield stiffness ratio} = \frac{(f_u - f_y)}{(\delta u - \delta y)} : K_{eff} \quad (28)$$

Wen 1

$$f_u = F_u \times \text{Area} = 4080 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 6.58 \text{ cm}^2 = 26846.4 \text{ kg}$$

$$f_y = 16647.4 \text{ kg}$$

$$\epsilon u = 0.2 \text{ cm/cm}$$

$$\epsilon y = \frac{F_y}{E} = \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.001205$$

$$\delta u = L * \epsilon u = 531.51 * 0.2 = 106.30$$

$$\delta y = L * \epsilon y = 531.51 * 0.001205 = 0.64$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = \frac{(26846.4 - 16647.4)}{(106.3 - 0.64)} : 25997.63$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = 0.00371$$

Wen 2

$$f_u = F_u \times \text{Area} = 4080 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 5.55 \text{ cm}^2 = 22644 \text{ kg}$$

$$f_y = 14041.5 \text{ kg}$$

$$\epsilon u = 0.2 \text{ cm/cm}$$

$$\epsilon y = \frac{F_y}{E} = \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.001205$$

$$\delta u = L * \epsilon u = 531.51 * 0.2 = 106.30$$

$$\delta y = L * \epsilon y = 531.51 * 0.001205 = 0.64$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = \frac{(22644 - 14041.5 \text{ kg})}{(106.3 - 0.64)} : 21928.09$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = 0.00371$$

Wen 3

$$f_u = F_u \times \text{Area} = 4080 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 4.65 \text{ cm}^2 = 18972 \text{ kg}$$

$$f_y = 11764.5 \text{ kg}$$

$$\epsilon u = 0.2 \text{ cm/cm}$$

$$\epsilon y = \frac{F_y}{E} = \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.001205$$

$$\delta u = L * \epsilon u = 531.51 * 0.2 = 106.30$$

$$\delta y = L * \epsilon y = 531.51 * 0.001205 = 0.64$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = \frac{(18972 - 11764.5)}{(106.3 - 0.64)} : 18372.19$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = 0.00371$$

Wen 4

$$f_u = F_u \times \text{Area} = 4080 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 4.50 \text{ cm}^2 = 18360 \text{ kg}$$

$$f_y = 111385 \text{ kg}$$

$$\epsilon u = 0.2 \text{ cm/cm}$$

$$\epsilon y = \frac{F_y}{E} = \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.001205$$

$$\delta u = L * \epsilon u = 531.51 * 0.2 = 106.30$$

$$\delta y = L * \epsilon y = 531.51 * 0.001205 = 0.64$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = \frac{(18360 - 111385)}{(106.3 - 0.64)} : 17779.53$$

$$\text{post yield stiffness ratio} = 0.00371$$