



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

“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO”.

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

BORBOR BAQUE JOHANNA CARMEN
PANCHANA YAGUAL CARLOS JAVIER

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

La Libertad, Ecuador

2020

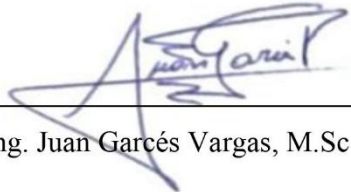
CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por Panchana Yagual Carlos Javier y Borbor Baque Johanna Carmen, como requerimiento para la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

TUTOR

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

DIRECTOR DE LA CARRERA

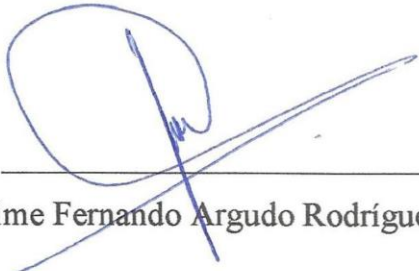
f. 
Ing. Juan Garcés Vargas, M.Sc

La Libertad, a los 13 días del mes de agosto del año 2020.

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de investigación **“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO”**, elaborado por los estudiantes PANCHANA YAGUAL CARLOS JAVIER, y BORBOR BAQUE JOHANNA CARMEN, 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 Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

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

La Libertad, a los 13 días del mes de agosto del año 2020.

CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA

MSc. Kathyuska Tomalá Tumbaco, por medio de la presente tengo a bien

CERTIFICAR: Que he revisado el proyecto de investigación elaborado por la Srta. BORBOR BAQUE JOHANNA CARMEN con C.I. 0921983730 y el sr. PANCHANA YAGUAL CARLOS JAVIER con C.I. 0929015949, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

TEMA: "ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO".

El proyecto de investigación ha sido escrito de acuerdo a las normas gramaticales y de sintaxis vigentes de la lengua española.

- Se denota pulcritud en la escritura de todas sus partes.
- La acentuación es precisa.
- Se utilizan los signos de puntuación de manera acertada.
- En todos los ejes temáticos se evita los vicios de dicción.
- No incurre en errores en la utilización de las letras.
- La aplicación de la sinonimia es correcta.
- Se maneja con conocimiento y precisión de la morfosintaxis.

Por lo expuesto, y en uso de mis derechos, recomiendo la VALIDEZ ORTOGRÁFICA del proyecto de investigación.



MSc. Kathyuska Tomalá Tumbaco
C.I. 0914750971
No. de registro 1050-12-86029511
No. de teléfono celular. 0978922238

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros

Carlos Javier Panchana Yagual

Johanna Carmen Borbor Baque

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación/ tarea integradora de grado denominada “ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO”, 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 13 días del mes de Agosto del año 2020.


LOS AUTORES

f.



Carlos Javier Panchana Yagual

f.



Johanna Carmen Borbor Baque

AUTORIZACIÓN

Nosotros:

Carlos Javier Panchana Yagual

Johanna Carmen Borbor Baque

Autorizamos a la Universidad Estatal Península de Santa Elena a la publicación en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 13 días del mes de Agosto del año 2020.

LOS AUTORES

f.



Carlos Javier Panchana Yagual

f.



Johanna Carmen Borbor Baque

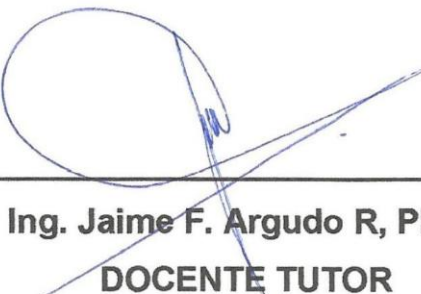
La Libertad, 13 de agosto del 2020

CERTIFICADO ANTIPLAGIO 003-TUTOR JFAR-2020

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación **“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO”**, elaborado por los estudiantes **PANCHANA YAGUAL CARLOS JAVIER**, y **BORBOR BAQUE JOHANNA CARMEN**, 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 1% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,








Ing. Jaime F. Argudo R, Ph.D.
DOCENTE TUTOR

Document Information

Analyzed document	TESIS FINAL (PANCHANA-BORBOR) para URKUND corregido JFA.docx (D77790491)
Submitted	8/14/2020 10:02:00 PM
Submitted by	JAIME F ARGUDO
Submitter email	jargudo@upse.edu.ec
Similarity	1%
Analysis address	jargudo.upse@analysis.orkund.com

Sources included in the report

	UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / Tesis Estructura de Acero (ALARCÓN - MUÑIZ).docx	
SA	Document Tesis Estructura de Acero (ALARCÓN - MUÑIZ).docx (D51436826) Submitted by: jimmyalarcon_1992@hotmail.com Receiver: gproano.upse@analysis.orkund.com	 6
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf Fetched: 11/14/2019 6:58:17 PM	 1
	UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / URKUND TESIS _ASCE 7-16 NEC 15 URKUND - CHOEZ, GARCIA.docx	
SA	Document URKUND TESIS _ASCE 7-16 NEC 15 URKUND - CHOEZ, GARCIA.docx (D54788454) Submitted by: jargudo@upse.edu.ec Receiver: jargudo.upse@analysis.orkund.com	 1
SA	PROYECTO DE TITULACION KAREN BAQUEDANO VALLEJO.doc Document PROYECTO DE TITULACION KAREN BAQUEDANO VALLEJO.doc (D22746348)	 1
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf Fetched: 11/26/2019 9:14:30 AM	 1

AGRADECIMIENTO

A mi familia, la que me brindó un apoyo incondicional para realizar mis estudios universitarios, y ha sido mi fuente de inspiración para lograr esta meta al obtener el título de Ingeniero Civil.

A los docentes, quienes con pasión y esperanza por formar una nueva generación de profesionales, imparten sus conocimientos y experiencias en las aulas de la Carrera de Ingeniería Civil.

A mi gran amiga y compañera, Johanna Carmen Borbor Baque, pues su apoyo durante los años de estudio universitario ha sido primordial.

Al Ing. Jaime Argudo, excelente tutor y guía profesional, sus orientaciones han permitido poder realizar este proyecto de investigación.

Carlos Javier Panchana Yagual.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a mi madre Miriam Yagual, a mi padre Walter Panchana y a mis hermanos Miriam, David y Mauricio, quienes son el pilar fundamental para alcanzar las metas que me proponga en el transcurso de mi vida.

A mi tío Jimmy Yagual, que me ha brindado un apoyo incondicional y sabios consejos en el transcurso de mis años de estudio.

A la memoria de mi tío Carlos Alcívar Yagual Suárez, quien me enseñó que el estudio y los conocimientos son la llave para abrir las puertas del futuro, llegando a ser mi ejemplo de superación y perseverancia.

Carlos Javier Panchana Yagual

AGRADECIMIENTO

A Dios y a mi familia por haberme brindado la fuerza y el apoyo incondicional en estos años de estudios universitarios.

A la Universidad Estatal Península de Santa Elena por haberme aceptado ser parte de ella y abierto las puertas de su seno de científico para estudiar la carrera de Ingeniería civil.

A los docentes, por impartir sus conocimientos y experiencias.

A mi gran amigo y compañero, Carlos Javier Panchana Yagual, pues su apoyo durante los estudios universitarios fue de gran importancia.

Al Director de Tesis Ing. Jaime Argudo, quien nos ha guiado en el desarrollo de esta investigación en forma idónea compartiendo sus conocimientos contribuyendo a nuestra formación profesional.

Johanna Carmen Borbor Baque.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a mi madre Clery Baque Chilán, a quien debo mi formación, mis conocimientos y mis valores como persona; a mi padre, Diego Borbor Suárez por protegerme y ser mi ángel guardián; a mi hermano Diego, amigo y compañero de vida.


A mi familia, el pilar fundamental para alcanzar las metas que me proponga en el transcurso de mi vida.

A mis padrinos, Francisco García y Mayra Baque, que siempre su apoyo incondicional y sus consejos durante estos años de estudios han estado presentes.

A mis amigos, por ayudarme a cumplir este objetivo.

Johanna Carmen Borbor Baque.

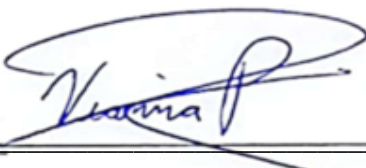
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

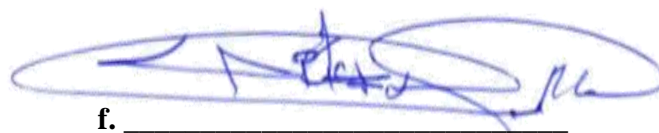
Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.
DECANO DE LA FACULTAD

f. 

Ing. Richard Ramírez Palma, MSc.
DIRECTOR DE CARRERA (E)

f. 

Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
DOCENTE DEL ÁREA

f. 

Abg. Víctor Coronel Ortiz, Mgt.
SECRETARIO GENERAL (E)

“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS Y EXCÉNTRICOS, Y PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTOS PARA EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS DE ACERO”.

Autor: Borbor Baque Johanna Carmen.

Autor: Panchana Yagual Carlos Javier.

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

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación constituye un estudio comparativo de diferentes sistemas estructurales entre los cuales están: Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, Pórticos especiales arriostrados excéntricamente, Pórticos dúctiles resistente a flexión. Se presentan los diseños sísmicos de un edificio con sistemas de pórticos especiales arriostrados, el cual consta de ocho pisos ubicado en la Provincia de Santa Elena con especificaciones de las normas estadounidenses, ASCE7-16, AISC 360-16, AISC 341-10, y las especificaciones de la NEC SE DS, NEC SE CG, NEC SE AC (Estructuras de acero) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 modelo base de (Muñiz&Alarcón, 2019).

Se realizan modelos matemáticos con los sistemas SCBF y EBF para el análisis de tipo lineal elástico y no lineal a carga estática incremental, el cual permitirá obtener resultados de deformaciones inelásticas mediante el Análisis Estático Equivalente y el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos por medio del Análisis Tipo Pushover, en base de las normas especificadas. Además, permitirá identificar las ventajas y desventajas de los sistemas estructurales, los resultados serán de utilidad para posteriores investigaciones y puedan realizar estudios de comparación costo/beneficio de la construcción sismo-resistente de estructuras con sistemas de pórticos especiales arriostrados pues el peso global de estas estructuras llegan a ser ligeramente menos pesados que una estructura con sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión generando una leve economía en los costos de construcción de estructuras con sistemas SCBF y EBF.

Palabras Claves: Diseño sísmico de estructura de acero, ASCE 7-16, AISC 360-16, AISC 341-10, NEC-15, sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente, sistema de pórticos especiales arriostrados excéntricamente, Análisis Estático Lineal, Análisis No Lineal (Pushover).

ABSTRACT

This graduation paper constitutes a comparative study of different structural systems, among which are: Special Concentrically Braced Frame system, Eccentrically Braced Frame system, Special Moment Resistant Frame system. The seismic designs of a building with braced special frame systems are presented, which consists of eight floors located in Santa Elena province with specifications of US standards, ASCE7-16, AISC 360-16, AISC 341-10, and specifications from Ecuadorian codes: NEC SE DS, NEC SE CG, NEC SE AC (Steel Structures). (Muñiz&Alarcón, 2019)

Mathematical models are carried with the SCBF y EBF systems for the linear elastic analysis and nonlinear analysis at incremental static load, using the ETABS and SAP2000 software respectively, which will allow results of inelastic deformations by means of the Equivalent Static Analysis and the performance of the structure before seismic events by means of the Pushover Type Analysis. Also, identify the advantages and disadvantages of structural systems. The results will be useful for further research and can perform cost / benefit comparison studies of the earthquake-resistant construction of structures with special braced frame systems since the overall weight of these structures becomes slightly less heavy than a structure with special moment resisting frame system, generating a slight economy in construction costs structures with SCBF and EBF systems.

Code Words: Seismic designs of steel structure, ASCE 7-16, AISC 360-16, AISC 341-10, NEC-15, special concentrically braced frame system, eccentrically braced frame system, Linear Static Analysis, Non-Linear Analysis (Pushover).

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	viii
DEDICATORIA	ix
AGRADECIMIENTO	x
DEDICATORIA	xi
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	xii
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
ÍNDICE GENERAL.....	xv
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xx
ÍNDICE DE TABLAS	xxi
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos del trabajo de investigación.....	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Planteamiento del problema.	2
1.4. Justificación.....	3
1.5. Hipótesis.....	4
1.6. Metodología.....	4
1.7. Alcance.....	5
CAPÍTULO 2	6
MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 Conceptos Básicos.....	6
2.2. Estructuras metálicas	8
2.3. Construcciones de acero	9
2.4. Tipos de pórticos	9
2.4.1. Pórticos resistentes a momento.	9
2.4.2. Pórticos arriostrados	11
2.5. Descripción del funcionamiento de las diagonales	16
2.5.1 Tipos de diagonales	17
2.5.2 Condiciones de conexión de las diagonales	17
2.5.3. Formas de la sección	18
2.6. Método de análisis	18
2.6.1. Análisis lineal	19
2.6.2. Análisis no-lineal.....	21

CAPÍTULO 3	25
MARCO METODOLÓGICO.....	25
3.1. Especificaciones de la norma americana ASCE 7-16.....	25
3.1.1. Categorización del riesgo, clasificación de edificios y otras estructuras,	25
3.1.2. Combinaciones de cargas para los sistemas de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).	26
3.1.3. Cargas muertas.....	26
3.1.4. Cargas vivas.	27
3.2. Fundamentos del ANSI/AISC 360-16.	27
3.2.1. Propiedades de los Elementos: Clasificación de las secciones según pandeo local.	27
3.2.3. Elementos compactos de sección I de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.	28
3.2.4. Limitaciones de ancho/espesor de acero.....	30
3.3. Fundamentos de Peligro Sísmico de Ecuador norma (NEC-SE-DS).....	31
3.3.1. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	33
3.3.2. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.	34
3.3.3. Cortante basal de diseño (V).	36
3.3.4. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	36
3.3.5. Determinación del período de vibración T	37
3.3.6. Factor de reducción de fuerza sísmica R	38
3.3.7. Carga sísmica reactiva W	38
3.3.8. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_{py} elevación ϕ_e	39
3.3.9. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P	39
3.3.10. Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E	39
3.3.11. Distribución de fuerzas verticales sísmicas laterales.	39
3.3.12. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales.	40
3.3.13. Distribución horizontal de fuerzas.	40
3.3.14. Control de la deriva de piso (Derivas Inelásticas máximas de piso Δ_M).	41
3.3.15. Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i	42
3.4. Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) según norma AISC 341-16.....	42
3.4.1. Análisis.....	42
3.4.2. Riostras.....	43
3.4.3. Relación anchura-espesor	43
3.5. Requerimientos especiales para arriostramientos en V y V invertida.....	44
3.6. Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados excéntricamente (EBF)	44
3.6.1. Rigidez lateral	45

3.6.2. Resistencia del enlace	47
3.6.3. Resistencia lateral del pórtico	48
3.7. Conexiones	48
CAPÍTULO 4	50
ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF) Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF).	50
4.1. Especificaciones generales de la edificación.	50
4.1.1. Modelo Base de la Estructura.	50
4.1.2. Materiales	50
4.1.3. Sistema de losa.....	52
4.2. Carga sobreimpuesta.	53
4.2.1. Cálculo de carga muerta.....	53
4.2.2. Cálculo de carga viva.	53
4.2.3. Cálculo de cargas sobreimpuestas en nervios y vigas en dirección Y.	54
4.3. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.	57
4.3.1. Diseño de losa.	57
4.3.2. Diseño de Nervios (N).....	57
4.3.3. Diseño de Viga Secundaria (VS).....	62
4.3.4. Pre-dimensionamiento de la viga principal (VP)	67
4.3.5. Pre-dimensionamiento de Columnas.....	74
4.3.6. Pre-dimensionamiento de las diagonales rigidizadoras.....	81
4.4. Análisis del Pre-diseño de la Estructura de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF). 82	
4.4.1. Disposición de las diagonales rigidizadoras concéntricas en la estructura.....	82
4.4.2. Peso sísmico de pre-diseño de la estructura con sistema SCBF.....	84
4.4.3. Cortante basal de pre-diseño de la estructura con sistema SCBF.....	84
4.4.4. Análisis lineal para pre-diseño Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).	85
4.4.5. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.....	92
4.4.6. Selección de Perfiles Estructurales para Diseño Definitivo de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).	103
4.5. Análisis del Pre-diseño de la Estructura de Pórticos Arriostrados Excéntricamente (EBF).	104
4.5.1. Disposición de las diagonales rigidizadoras excéntricas en la estructura.....	104
4.5.2. Determinación de la longitud del enlace.	106
4.5.3. Peso sísmico de pre-diseño de la estructura con sistema EBF.....	107
4.5.4. Cortante basal de pre-diseño de la estructura con sistema EBF.....	108
4.5.5. Análisis lineal para pre-diseño Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).	108
4.5.6. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.....	113

4.5.7. Selección de Perfiles Estructurales para Diseño Definitivo Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).	121
CAPÍTULO 5	123
ANÁLISIS DEL DISEÑO FINAL DE LA EDIFICACIÓN CON SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF) Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF).	123
5.1. Análisis del Diseño Final de la Estructura con Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF).	123
5.1.1. Peso Sísmico del Diseño Final de la Estructura SCBF.	123
5.1.2. Cortante Basal del Diseño Final de la Estructura SCBF.	123
5.1.3. Análisis Lineal para Diseño Final Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).	124
5.1.4. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.	128
5.2. Análisis del Diseño Final de la Estructura con Pórticos Arriostrados Excéntricamente (EBF).	138
5.2.1. Verificación de la Longitud del Enlace.	138
5.2.2. Peso Sísmico del Diseño Final de la Estructura EBF.	139
5.2.3. Cortante Basal del Diseño de la Estructura EBF.	139
5.2.4. Análisis lineal del Diseño Final Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).	140
5.2.5. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.	144
5.3. Verificación del desempeño sísmico de la estructura.	152
5.3.1. Comportamiento No Lineal de la estructura con sistema de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).	153
5.3.2. Comportamiento No Lineal de la estructura con sistema de Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).	156
CAPÍTULO 6	160
ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF), PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF) Y PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES DE FLEXIÓN (SMRF).	160
6.1. Análisis Comparativo de las Estructuras de Diseño final SCBF y EBF vs Estructura SMRF.	160
CAPÍTULO 7	161
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	161
7.1. Conclusiones.	161
7.2. Recomendaciones.	163
REFERENCIAS.	164
ANEXOS	167
ANEXO 1	168
ANEXO 2	175
ANEXO 3	178
ANEXO 4	189
ANEXO 5	193

ANEXO 6	200
ANEXO 7	201
ANEXO 8	205
ANEXO 9	211
ANEXO 10	214
ANEXO 11	217
ANEXO 12	223
ANEXO 13	226
ANEXO 14	229
ANEXO 15	239

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Pórtico especial a momento	10
Gráfico 2: Pórtico con diagonales concéntricas	11
Gráfico 3: Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales concéntricas	12
Gráfico 4: Configuraciones típicas para sistema de pórticos arriostrados concéntricamente,	13
Gráfico 5: Distribución de Arriostramientos en Pórticos	14
Gráfico 6: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.	15
Gráfico 7: Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K	18
Gráfico 8: Relación fuerza-desplazamiento (Solidworks, 2010)	21
Gráfico 9: Curva de capacidad (ATC - 40, 1996)	22
Gráfico 10: Representación bilineal de la capacidad espectro (FEMA 440)	23
Gráfico 11: Rótulas plásticas	24
Gráfico 12: Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor de zona.	32
Gráfico 13: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	34
Gráfico 14: Diagrama de cuerpo libre del enlace.	45
Gráfico 15: Secciones usuales para el enlace: (a) sección I y b) sección cajón, ambas con rigidizadores verticales.	46
Gráfico 16: Elevación de Edificación	51
Gráfico 17: Planta de Edificación	52
Gráfico 18: Losa Steel Deck a utilizarse en el diseño de la edificación	52
Gráfico 19: Áreas tributarias para nervios y vigas principales en dirección Y	54
Gráfico 20: Coeficientes ACI en vigas continuas.	58
Gráfico 21: Cargas puntuales sobre vigas secundarias	62
Gráfico 22: Disposición de cargas puntuales sobre viga secundaria	63
Gráfico 23: Diagrama de Momentos en Vigas Secundarias	64
Gráfico 24: Diagrama de Momentos en Vigas Secundarias	64
Gráfico 25: Diagrama de Cortes en Vigas Secundarias	65
Gráfico 26: Área tributaria de vigas principal en dirección X.	68
Gráfico 27: Área tributaria de vigas principal en dirección Y.	68
Gráfico 28: Coeficientes ACI en vigas continuas	70
Gráfico 29: Área tributaria de Columnas Centrales.	75
Gráfico 30: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta	82
Gráfico 31: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Frontal	83
Gráfico 32: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Posterior	83
Gráfico 33: Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena – Suelo tipo C	85
Gráfico 34: Modelo Matemático ETABS (Estructura de Pre-diseño SCBF)	86
Gráfico 35: Nodos de Planta Base ETABS (Estructura de Pre-diseño)	87
Gráfico 36: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Excéntricas en Planta	104
Gráfico 37: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Frontal	105
Gráfico 38: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Posterior	105
Gráfico 39: Ubicación y longitudes de elementos estructurales de pórticos EBF	107
Gráfico 40: Modelo Matemático ETABS (Estructura de Pre-diseño EBF)	108
Gráfico 41: Espectro de diseño para la Provincia de Santa Elena – Suelo tipo C	124
Gráfico 42: Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo X).	155
Gráfico 43: Rotula Plástica en Etapa 1 (Sistema SCBF Sismo X).	156
Gráfico 44: Curva Pushover (Sistema EBF Sismo X).	158
Gráfico 45: Rotula Plástica en Etapa 1 (Sistema EBF Sismo X).	159

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo.	25
Tabla 2: Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras -estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos.	25
Tabla 3: Combinaciones de carga de la estructura	26
Tabla 4: Elementos en Compresión. Miembros sujetos a compresión axial: Razones Ancho-Espesor.	28
Tabla 5: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión: Razones Ancho-Espesor.	28
Tabla 6: Límites de la relación ancho-espesor para elementos de compresión para miembros altamente dúctiles.	30
Tabla 7: Limitaciones de las relaciones ancho a espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles.	31
Tabla 8: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto F_a , Suelo A y C.	33
Tabla 9: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca F_d , Suelo A y C.	33
Tabla 10: Comportamiento no lineal del suelo F_s , Suelo A y C.	33
Tabla 11: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	37
Tabla 12: Coeficiente C_t y α . (NEC-SE-DS, 2015)	38
Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	38
Tabla 14: Coeficiente K.	39
Tabla 15: Valores de ΔM máximo permisible, expresados como fracción de la altura de piso (NEC-SE-DS)	42
Tabla 16: Carga muerta de losa tipo (Piso 1-7).....	53
Tabla 17: Carga muerta de losa tipo (Piso 8).	53
Tabla 18: Cargas sobrepuestas en pórticos VPYA – VPYF para piso 1 – 7.....	55
Tabla 19: Cargas sobrepuestas en pórticos VPYA – VPYF para piso 8.....	55
Tabla 20: Momentos en nervios.	58
Tabla 21: Momentos en nervios	59
Tabla 22: Momentos en viga principal.....	70
Tabla 23: Momentos en viga principal.....	71
Tabla 24: Carga Viva y Muerta de piso 8 para pre-dimensionamiento de columnas.....	76
Tabla 25: Carga Viva y Muerta por piso para pre-dimensionamiento de columnas.....	77
Tabla 26: Perfiles de columnas para cada piso.....	81
Tabla 27: Perfiles seleccionados para diagonales rigidizadoras concéntricas.....	82
Tabla 28: Peso Sísmico de Piso.....	84
Tabla 29: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales	84
Tabla 30: Porcentaje de Corte Basal con sistema SCBF, en Dirección X	87
Tabla 31: Porcentaje de Corte Basal con sistema SCBF, en Dirección Y	87

Tabla 32: Derivas Inelásticas en sistema SCBF con Sismo en Dirección X.....	89
Tabla 33: Derivas Inelásticas en sistema SCBF con Sismo en Dirección Y.....	89
Tabla 34: Irregularidad Torsional en sistema SCBF con Sismo en Dirección X.....	89
Tabla 35: Irregularidad Torsional en sistema SCBF con Sismo en Dirección Y.....	90
Tabla 36: Peso Total por Piso en estructura con sistema SCBF.	91
Tabla 37: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X, sistema SCBF	91
Tabla 38: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X, sistema SCBF	91
Tabla 39: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y, sistema SCBF	92
Tabla 40: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y, sistema SCBF	92
Tabla 41: Peso Sísmico de Piso.....	107
Tabla 42: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales	108
Tabla 43: Porcentaje de Corte Basal con sistema EBF en Dirección X.....	109
Tabla 44: Porcentaje de Corte Basal con sistema EBF o en Dirección Y.....	109
Tabla 45: Derivas Inelásticas en sistema EBF con Sismo en Dirección X	110
Tabla 46: Derivas Inelásticas en sistema EBF con Sismo en Dirección Y	110
Tabla 47: Irregularidad Torsional en sistema EBF con Sismo en Dirección X	110
Tabla 48: Irregularidad Torsional en sistema EBF con Sismo en Dirección Y	111
Tabla 49: Peso Total por Piso en estructura con sistema EBF	111
Tabla 50: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X, sistema EBF.....	111
Tabla 51: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X, sistema EBF	112
Tabla 52: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y, sistema EBF.....	112
Tabla 53: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y, sistema EBF	112
Tabla 54: Peso Sísmico estructura (Diseño Final SCBF).....	123
Tabla 55: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales (Diseño Final SCBF) ...	124
Tabla 56: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección X (Diseño Final SCBF)	125
Tabla 57: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección Y (Diseño Final SCBF)	125
Tabla 58: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)	125
Tabla 59: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)	126
Tabla 60: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)	126
Tabla 61: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)	126
Tabla 62: Peso Total por Piso (Diseño Final SCBF).....	127
Tabla 63: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)	127
Tabla 64: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF).....	127
Tabla 65: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)	128
Tabla 66: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF).....	128
Tabla 67: Peso Sísmico de Piso (Diseño Final EBF)	139
Tabla 68: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales (Diseño Final EBF).....	140
Tabla 69: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección X (Diseño Final EBF)	140
Tabla 70: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección Y (Diseño Final EBF)	140
Tabla 71: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF).....	141
Tabla 72: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF).....	141
Tabla 73: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF).....	142

Tabla 74: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF).....	142
Tabla 75: Peso Total por Piso (Diseño Final EBF)	142
Tabla 76: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF)	143
Tabla 77: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF)	143
Tabla 78: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF)	143
Tabla 79: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF)	143
Tabla 80: Patrón de carga para SCBF.	153
Tabla 81: Resultados de la Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo X).	154
Tabla 82: Patrón de carga para EBF.....	156
Tabla 83: Resultados de la Curva Pushover (Sistema EBF Sismo X).	157
Tabla 84: Características Principales de Estructuras SCBF, EBF y SMRF	160

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Ecuador se ubica dentro del Cinturón de Fuego, debido a esto su actividad sísmica es elevada, teniendo como evidencia el terremoto de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, siendo uno de los sismos más grandes conocidos en la historia, incluyendo el que se produjo en Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1 (Quinde&Reinoso, 2016). El último sismo con magnitud 7.8 suscitado el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí dejó al descubierto ciertos problemas relacionados al diseño sismo resistente en el país. Muchas edificaciones de varias plantas fueron afectadas en esta última catástrofe, algunas de ellas sufrieron graves daños e incluso existieron estructuras colapsadas provocando la muerte de muchas personas. (Choez&García, 2019).

El diseño sismo resistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para resistir las acciones a las que va a estar sometido, sin recibir grandes daños que lo lleven a un colapso o mal comportamiento. El sistema además de seguro debe ser económico por lo que en este trabajo de titulación se propone optimizar el diseño de pórticos dúctiles resistente a flexión desarrollado por (Muñiz&Alarcón, 2019), modificando el tamaño de vigas y columnas con la incorporación de diagonales rigidizadoras, con lo que se espera lograr nuevos pesos de acero.

Actualmente, el acero es uno de los materiales estructurales más utilizados, ya que cuenta con una alta resistencia, poco peso en comparación con el hormigón armado, facilidad de fabricación, además permite tener estructuras relativamente livianas. Las estructuras más diseñadas con este material son los pórticos que se definen como estructuras cuyos elementos principales son vigas y columnas conectadas a través de nodos formando un ángulo recto, de tal forma que se forman conexiones que dan integridad y seguridad. Debido a la ductilidad del acero, este puede disipar grandes cantidades de energía producidas por las fuerzas de un sismo. Para que la construcción con acero de pórticos de muchos pisos, soporte una fuerza

sísmica de diseño normalizada, se requiere que estos presenten sistemas de arriostramientos que ayuden a mejorar la estabilidad lateral de la estructura ante eventos de sismos.

1.2. Objetivos del trabajo de investigación.

1.2.1. Objetivo general.

Analizar y comparar el comportamiento del sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y del sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) versus el sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión (SMRF) mediante la aplicación del análisis lineal y no lineal para el diseño eficiente de una edificación con estructuras de acero de 8 pisos.

1.2.2. Objetivos específicos.

- Analizar el comportamiento de los sistemas de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF). (Ventajas y Desventajas).
- Determinar y comparar los resultados obtenidos del sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y del sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) versus el sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión (SMRF).
- Brindar información para futuros trabajos de investigación de comparación costo/beneficio de la construcción sismo-resistente de sistemas de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) versus el sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión (SMRF).

1.3. Planteamiento del problema.

El diseño sísmico es uno de los factores que tiene que considerarse con mayor importancia a la hora de proyectar una estructura, principalmente en zonas de alta sismicidad, ya que históricamente los daños que estas fuerzas han provocado en las edificaciones devastadoras pérdidas materiales y humanas. Las fuerzas producidas por estos fenómenos afectan a la estructura ocasionándoles grandes deformaciones las cuales pueden llevar al colapso de la misma.

Las estructuras de acero al ser más flexibles y esbeltas que las de hormigón armado tienden a ser más vulnerables a estos efectos, ya que las segundas poseen grandes secciones transversales producto del diseño por carga vertical. A diferencia, las primeras luego del cálculo por carga vertical, resultan pequeñas secciones transversales de sus elementos.

Para contrarrestar este efecto se podría colocar secciones de gran tamaño que posee una rigidez lo suficientemente elevada para disminuir al máximo deformaciones, sin embargo, esta medida no es la más eficiente ya que aumentaría el costo y complicaría la ejecución de la obra. Esto mismo ocurrió en el diseño preparado por (Muñiz&Alarcón, 2019), donde dada la ausencia de diagonales rigidizadoras para arriostramientos laterales, se recurrió a grandes dimensiones de columnas para mantener a las derivas laterales dentro del límite permitido por la norma ($< 2\%$). La solución a este problema fue el desarrollo de elementos llamados arriostramientos, los cuales son componentes estructurales usados para aumentar la dureza de la estructura y su capacidad de resistir cargas laterales, disminuyendo así deformaciones en sus miembros.

Este trabajo de titulación pretende analizar y comparar dos tipos de sistemas estructurales que ofrecen gran firmeza a la estructura, los sistemas de pórticos especiales arriostrados con: diagonales excéntricas y diagonales concéntricas; ambos generan grandes niveles de resistencia, estabilidad y ductilidad, las cuales serán analizadas cada una en su ámbito y comparados en su desempeño con el sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión (sin diagonales rigidizadoras).

1.4. Justificación.

Los movimientos sísmicos pueden afectar a la infraestructura e incluso producen daños a terceros que involucraría también la vida de los seres humanos. La presente investigación tiene relevancia social, porque de esta manera se está contribuyendo con la buena práctica del diseño estructural que reduzcan pérdidas materiales y salvaguarden las vidas humanas en caso de futuros sismos. (Carrillo, 2016).

En el Ecuador y todo el mundo, uno de los factores que ocasionan las mayores fallas estructurales son los terremotos, debido a que las normas de diseño sismo resistente no han sido aplicadas correctamente, elevando la vulnerabilidad de las estructuras. Un buen diseño de construcción para resistir terremotos permite construir edificios con la capacidad de sostener fuerzas laterales severas sin colapsar, aceptando algún grado de daño estructural significativo,

y capaces de soportar sismos de moderada intensidad sin sufrir daño estructural relevante (Zambrano Leiva, 2008).

Un factor importante a la hora de seleccionar un adecuado sistema sismo resistente es el económico, el cual determina si es o no viable la construcción. Por lo antes mencionado, es necesario realizar un análisis comparativo entre los dos sistemas arriostrados y el sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión con lo que se establecerá amplias posibilidades de mejorar la economía sosteniendo la seguridad de los proyectos constructivos que involucren estructuras de acero con sistema de pórticos arriostrados concéntricos especiales y pórticos arriostrados excéntricos, con el fin de escoger el mejor procedimiento, donde se vincularán características de diseño, comportamiento y desempeño.

1.5. Hipótesis.

Dado que el análisis de los sistemas de pórticos arriostrados concéntricos especiales y pórticos arriostrado excéntricos respetará las normas del AISC, se obtendrá edificaciones resistentes a fuerzas de eventos sísmicos, en base al análisis comparativo de los dos métodos de arriostramientos con el sistema sin arriostramientos, se plantea como hipótesis que los sistema de pórticos con arriostramientos ya sea con diagonales concéntricas o excéntricas tendrán mejor desempeño en disipar la energía y la estructura sismo-resistente de estos sistemas va a ser menos pesada que la del sistema sin arriostramientos; para el edificio de 8 pisos.

1.6. Metodología.

- Modelamiento de la estructura y cálculos en los softwares ETABS y SAP2000.
- Análisis estático lateral equivalente.
- Análisis inelástico tipo pushover para obtener el desempeño sísmico de la estructura.
- Control de torsión y derivas de pisos máximas permisibles
- Análisis de cargas y combinaciones de cargas.
- Análisis para dos componentes horizontales de la carga sísmica (X y Y).

- Análisis de los resultados y diseño final de la estructura.
- Detalle del diseño conforme las normas NEC- 15 y AISC.
- Análisis comparativos de los diseños SCBF, EBF y SMRF.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.7. Alcance.

En este trabajo de investigación se concentra principalmente en el análisis comparativo de los sistemas estructurales: pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF), pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) y pórticos dúctiles resistente a flexión (SMRF), estudio teórico y práctico de los modelos matemáticos mediante la utilización del programa ETABS, que evaluará a la estructura mediante un Análisis Estático Lineal en base a lo estipulado en la norma ecuatoriana NEC-SE-DS (Diseño Sismo resistente) y NEC-SE-AC (Estructuras de acero). Para el análisis sismo-resistente de la estructura, se cumple con los requisitos establecidos en la norma NEC-SE-DS y el reglamento americano AISC. Además del programa SAP2000 donde se evaluará a la estructura por un Análisis No-Lineal del tipo Pushover, cuya finalidad es la de estudiar la progresión y naturaleza del mecanismo de falla de la estructura y verificar su comportamiento dúctil para validar los parámetros sísmicos usados en el diseño, particularmente el valor adoptado de $R = 8$.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Conceptos Básicos

- **Estructura.**

Una estructura es el conjunto de componentes adecuadamente vinculados entre sí, en forma monolítica o mediante conexiones de distinto tipo, resistente a la acción de las cargas que la solicitan a lo largo de su vida útil. La función principal de la estructura está relacionada con las condiciones de seguridad, lo que implica cumplir con criterios bien definidos de resistencia, rigidez, ductilidad y estabilidad (Crisafulli, 2018).

- **Estructura metálica.**

Es un conjunto de elementos estructurales metálicos, generalmente de acero, unidos entre sí para formar una estructura que sea capaz de soportar diferentes tipos y estados de carga.

- **Estructuras especiales y esenciales.**

Son las estructuras que, luego de un sismo, deben permanecer cumpliendo su función operativa para atender emergencias.

- **Pórtico especial sismo-resistente.**

Es la estructura formada por columnas y vigas descolgadas, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil (Choez&García, 2019).

- **Pórtico especial sismo resistente con diagonales rigidizadoras.**

Es el sistema resistente de una estructura compuesta por pórticos especiales sismos resistentes y diagonales estructurales, concéntricos o no, adecuadamente dispuestas espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas.

Para que la estructura se considere pórtico con diagonales la norma NEC-SE-DS menciona que se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal en cada dirección (Carrillo, 2016).

- **Categoría de diseño sísmico.**

Para determinar los requisitos de resistencia sísmica que debe cumplir una estructura, la misma debe ser designada a una categoría de diseño. Esta asignación se basa en el potencial de riesgo telúrico que puede tener la estructura. Los parámetros que influyen en la categorización son el nivel de amenaza del terreno, el tipo de suelo, la ocupación y uso de la estructura (Cárdenas&Talmatch, 2016).

- **Rigidez.**

Es la propiedad de un elemento que indica su capacidad de resistencia a deformarse ante la acción de fuerzas aplicadas. La rigidez de un cuerpo depende de su sección transversal, del material y de las condiciones de apoyo (Cárdenas&Talmatch, 2016).

- **Esbeltez.**

Característica de los cuerpos prismáticos que relaciona la longitud con la sección transversal de un elemento. En las diagonales este parámetro es el más importante ya que no solo influye en la resistencia a compresión, sino que influye en la resistencia post-crítica (Aguilar Mantilla, 2015).

- **Ductilidad.**

Es la capacidad de un cuerpo que, bajo la acción de cargas laterales o sísmicas, puede deformarse más allá del límite elástico sin perder su resistencia (Cárdenas&Talmatch, 2016).

- **Deriva de Piso.**

Es el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura (NEC-SE-DS, 2015).

- **Efectos de Segundo Orden P-Δ.**

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la

estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente (NEC-SE-DS, 2015).

- **Sismo de Diseño.**

Se refiere al evento sísmico que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. Su valor puede determinarse a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico (NEC-SE-DS, 2015).

- **Rótulas Plásticas.**

Es el estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo, funciona como un sistema de disipación de la energía que se forma generalmente en la unión viga – columna.

- **Diagonales concéntricas.**

Son aquellas en las que sus líneas de acción se interceptan en puntos (Aguilar Mantilla, 2015).

- **Diagonales excéntricas.**

Son aquellas que no se logran unir en la viga, sino que dejan un espacio libre llamado excentricidad (Aguilar Mantilla, 2015).

2.2. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas son las que mayor parte de los elementos o que la forman son de metal (más del 80%), normalmente acero.

El acero tiene 3 grandes ventajas a la hora de construir estructuras:

- Soporta grandes esfuerzos.
- Es flexible, se puede doblar sin romperse hasta ciertas fuerzas. Un edificio de acero puede flexionar cuando recibe fuerzas laterales provocados por vientos o sismos.
- Tiene plasticidad. Incluso puede doblarse sin romperse. Esta propiedad permite que los edificios de acero se deformen, dando así a la advertencia a los habitantes para escapar.

Una estructura de acero rara vez se derrumba, en la mayoría de los casos se comporta mucho mejor ante eventos sísmicos que otros materiales debido a sus propiedades. Una desventaja es que pierden sus propiedades en altas temperaturas, lo que hace que no se comporten bien en los incendios. (Carrillo, 2016).

2.3. Construcciones de acero

Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo del tiempo, este avance ha permitido el desarrollo de distintos tipos de estructuras sismo-resistentes, los que presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas permitiendo al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares. (Proaño Sarango, 2014).

Para edificios de acero de gran altura, el sistema estructural es estabilizado por la rigidez que le proporcionan los elementos secundarios denominados diagonales excéntricas y concéntricas, que pueden ser formadas por perfiles laminados o compuestos, estas son ubicadas en pórticos del edificio permitiendo tener mayor estabilidad y un adecuado comportamiento estructural capaz de resistir las fuerzas horizontales provocadas por movimientos en cualquier dirección que se presenten, de manera que puedan reducir los desplazamientos laterales por efectos de los sismos (Aguilar Mantilla, 2015).

2.4. Tipos de pórticos

2.4.1. Pórticos resistentes a momento.

Conformado por vigas y columnas, conectados entre sí por medio de nodos rígidos, que permite la transferencia de los momentos flectores y las cargas axiales a las columnas. La resistencia a las cargas laterales de los elementos se consigue por el trabajo a flexión de sus elementos. (Carrillo, 2016).

Pórticos resistentes a momentos deben estar dispuestos de tal manera que provean suficiente resistencia ante los efectos sísmicos en las dos direcciones principales en planta.

Los tres tipos de pórticos sismo resistentes, desarrollan tres niveles diferentes de capacidad de rotación inelástica respectivamente. Los pórticos sismo resistentes especiales deberán ser

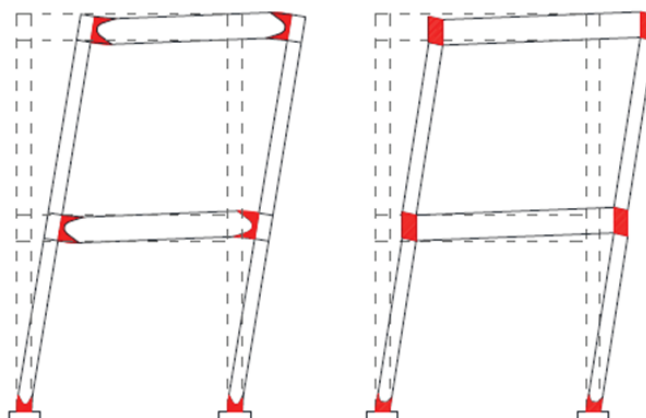
diseñados para desarrollar una rotación inelástica de 0,03 radianes, los intermedios 0,02 radianes y los ordinarios 0,01 radianes (Carrillo, 2016).

2.4.1.1. Pórticos Especiales.

Los pórticos especiales a momento (PEM) deben resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Además, se espera que las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel y deformaciones inelásticas en las bases de las columnas (Carrillo, 2016).

El gráfico 1 presenta las zonas en las que se espera deformaciones inelásticas en un (PEM).

Gráfico 1: Pórtico especial a momento



Fuente: NEC-15

2.4.1.2. Pórticos Intermedios.

Los pórticos intermedios son los que presentan capacidad de disipación de energía moderada y acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales ($R = 4.5$), se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas (Carrillo, 2016).

2.4.1.3. Pórticos Ordinarios.

Los pórticos ordinarios o convencionales se diseñan para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios. Además, el factor de modificación de respuesta es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos (Carrillo, 2016).

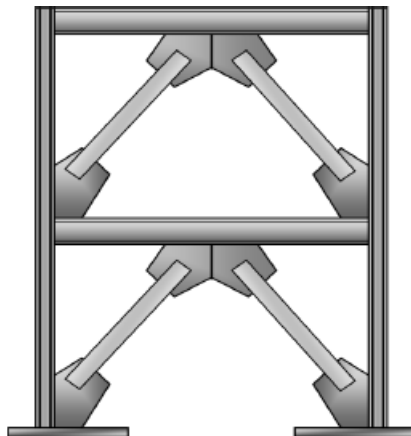
2.4.2. Pórticos arriostrados

Sistema estructural que se caracteriza por poseer una elevada rigidez lateral, permitiendo obtener un adecuado control de los desplazamientos, este tipo de pórticos se consideran como una solución eficiente en edificios de hasta 30 pisos de altura (Taranath, 1998).

Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión (Proaño Sarango, 2014). El pórtico arriostrado se comporta como una viga reticulada en voladizo. Las columnas actúan como cordones del reticulado, resistiendo principalmente el momento de volteo originado por las cargas laterales. Las vigas y diagonales funcionan como el “alma” de la viga y resisten las fuerzas de corte horizontal (Crisafulli, 2018).

2.4.2.1. Pórticos arriostrados concéntricamente

Gráfico 2: Pórtico con diagonales concéntricas



Fuente: Presentaciones AISC

Dentro de las características principales de este tipo de sistemas estructurales están:

- Sistema de vigas, columnas y arriostramientos concéntricos.
- Sistemas con desarrollo de deformaciones y fuerzas axiales significativas.

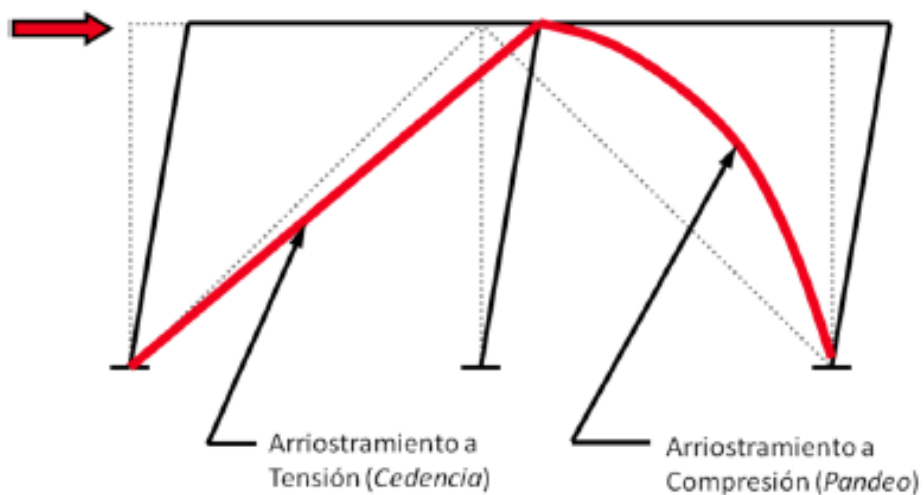
En las normas AISC a estos pórticos se les conoce con el término de “*Concentrically Brace Frames*” o con su abreviación CBF.

Desempeño Estructural:

Son sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones significativas en el rango inelástico.

- Sistema con una gran rigidez elástica.
- Las columnas y vigas permanecerán en el rango elástico.
- Los mecanismos que pueden presentarse son:
 - Cedencia en los Arriostramientos en tensión.
 - Pandeo en los Arriostramientos en compresión.

Gráfico 3: Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales concéntricas



Fuente: Diplomado Estructural CSI Caribe

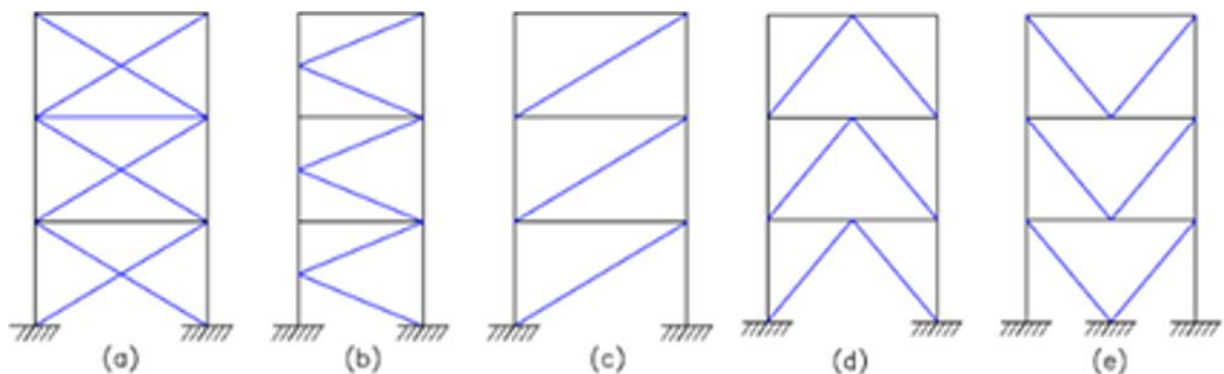
Las diagonales se pueden disponer según diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en el gráfico 4:

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (*SCBF*) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por lo que es posible, que la disipación de energía se produzca mediante la fluencia por las barras en tracción y pandeo por las barras en compresión formando rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras (Aguilar Mantilla, 2015).

El comportamiento sismo-resistente de las diagonales concéntricas puede verse afectado por el pandeo de las riostras que se encuentran en compresión. La norma (ANSI/AISC 341-10), indica que las diagonales que se encuentran a tracción deben estar diseñadas para resistir entre un 30% y 70% de la fuerza sísmica actuante en un plano determinado (Aguilar Mantilla, 2015).

Gráfico 4: Configuraciones típicas para sistema de pórticos arriostrados concéntricamente,

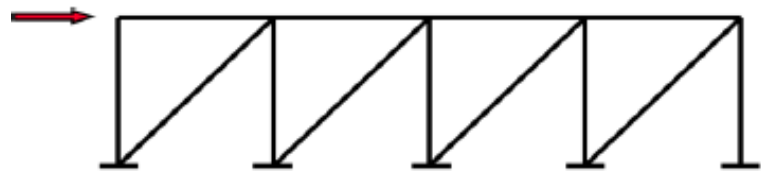
a) riostras en X, b) en K, c) en diagonal, d) en V invertida y e) en V.



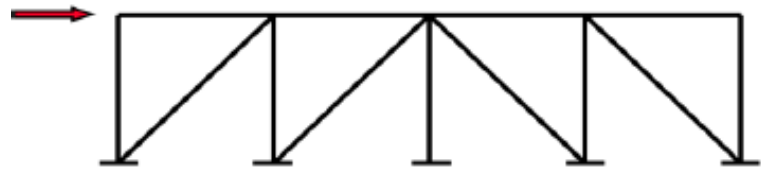
Fuente: Figura 3-8 de (Crisafulli, 2018)

Cuando la estructura es sometida a cargas laterales por efectos de la acción sísmica, las diagonales de cada plano del edificio deben estar colocadas de manera que la respuesta del sistema sea simétrica en cuanto a resistencia y rigidez; por lo tanto, es recomendable que exista un número par de riostras en cada plano existente, y además deben tener igual sección y ángulo de inclinación tal como se indica en el gráfico 5 (Aguilar Mantilla, 2015).

Gráfico 5: Distribución de Arriostramientos en Pórticos



Incorrecto: Todos los arriostramientos en compresión o tracción.



Correcto: Arriostramientos distribuidos en compresión y tracción.

Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe

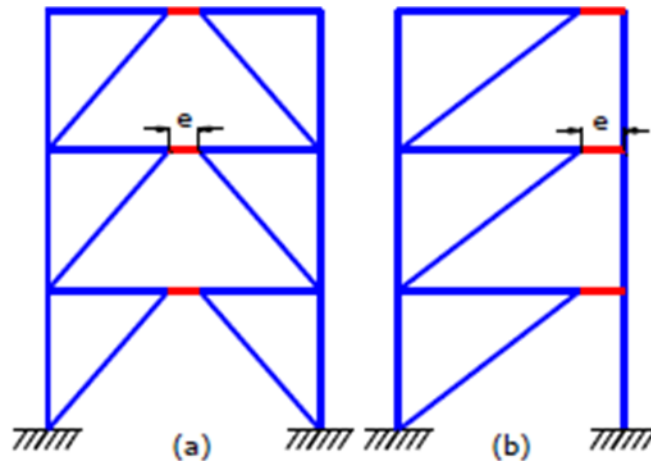
Se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de 10% de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

2.4.2.2. Pórtico arriostrado excéntricamente.

Los pórticos arriostrados excéntricamente diseñados adecuadamente se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable. Este tipo de sistema estructural es recomendado para edificios altos y esbeltos, donde la disipación de energía se produce por fluencia del acero mediante la excentricidad que se genera en la viga, estos segmentos son llamados enlaces; las fuerzas que se generan en las diagonales son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión dependiendo de la longitud de la excentricidad (Aguilar Mantilla, 2015).

Las fuerzas axiales que se presentan en las diagonales como consecuencia de un sismo se logran transmitir a las columnas o vigas mediante la excentricidad que posee el sistema, esta excentricidad se la debe ubicar cuidadosamente ya que de esta depende la rigidez elástica y la ductilidad de la estructura, por lo tanto, no es recomendable ubicarla en las columnas de la estructura debido a que puede formarse una rótula plástica que puede generar un mecanismo de piso flexible (Aguilar Mantilla, 2015).

Gráfico 6: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.



Fuente: Figura 3-14 de (Crisafulli, 2018)

Los enlaces deben detallarse adecuadamente con la finalidad de evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta del sistema estructural. Los restantes componentes del pórtico (vigas fuera de la zona de enlace, columnas, conexiones) se dimensionan aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanecen en rango elástico (Crisafulli, 2018).

Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismo-resistente debido a que combinan una elevada rigidez lateral proporcionada por las diagonales, y una adecuada capacidad de disipación de energía por el enlace (Proaño Sarango, 2014).

Desempeño Estructural:

- Sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones inelásticas significativas.
- Sistemas con una gran rigidez elásticas.

Los mecanismos que pueden presentarse son:

- Cedencia por flexión en la Viga-Eslabón.
- Cedencia por corte en la Viga-Eslabón.

Comportamiento estructural de la excentricidad

La longitud de la excentricidad es muy importante ya que de esta depende la rigidez del pórtico analizado. La excentricidad está sometida a grandes esfuerzos de corte y flexión por las cargas generadas, y a medida que aumentan estos esfuerzos se pueden generar rótulas plásticas en esta zona o en los extremos de las diagonales, que se encuentran determinados por las condiciones de fluencia balanceada al producirse al mismo tiempo plastificación por flexión y rótula de corte en la zona de la excentricidad (Aguilar Mantilla, 2015).

A partir de esta condición de balance se puede clasificar las excentricidades de la siguiente manera:

- **Excentricidades cortas**

Son aquellas en las que se produce rótulas de corte, generadas en la viga (Aguilar Mantilla, 2015).

- **Excentricidades largas**

Son aquellas en las que se forman rótulas plásticas debido a la flexión de la diagonal, producidas en los extremos del enlace diagonal – viga (Aguilar Mantilla, 2015).

2.5. Descripción del funcionamiento de las diagonales

Las diagonales de arriostramientos son componentes estructurales diseñados para soportar las fuerzas horizontales: cargas de viento y sismo, ejercidas sobre la edificación, las mismas deben cumplir con las normas tanto nacionales como internacionales diseñadas para tal efecto, que proporcionan ductilidad en toda la estructura y disipan la energía mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas, que se generan durante un sismo. La disipación de energía se da mediante un mecanismo de columnas fuertes – vigas débiles, el cual hace que esta disipación se localice en las vigas, arriostramientos y conexiones (Aguilar Mantilla, 2015).

Estas diagonales deben estar ubicadas simétricamente y en la periferia en toda la edificación garantizando su adecuada rigidez y resistencia, además de ciertos criterios sean estos funcionales o estructurales. Para lograr un eficiente funcionamiento de las diagonales se debe tener en cuenta el ángulo de inclinación, cuyo valor es recomendable que se encuentre

comprendido entre 30 y 60° para facilitar la construcción de las conexiones entre las riostras y el pórtico (Aguilar Mantilla, 2015).

Para un correcto diseño estructural y adecuada respuesta sismo resistente de las diagonales, se debe asegurar que, aunque puedan sufrir algún daño, los demás elementos de la estructura como vigas y columnas estén diseñados adecuadamente, capaces de soportar las cargas verticales (Aguilar Mantilla, 2015).

2.5.1 Tipos de diagonales

Se puede clasificar a las diagonales en tres grupos diferentes:

- **Diagonales esbeltas**

Son aquellas donde la tensión crítica producida por el pandeo elástico del sistema es menor que la tensión de fluencia, por lo cual su principal característica es tener una disminución relevante de resistencia y rigidez por causa del pandeo (Aguilar Mantilla, 2015).

- **Diagonales robustas**

Son aquellas en las que la respuesta que producen a compresión está dada por la fluencia y el pandeo de la diagonal, generando una rótula plástica en el centro del elemento haciendo que su capacidad de disipar la energía disminuya (Aguilar Mantilla, 2015).

- **Diagonales intermedias**

Son aquellas en las que su comportamiento se encuentra definido entre las diagonales esbeltas y robustas. Por lo tanto, la disminución de rigidez y resistencia que presenten deben ser menores que las diagonales esbeltas y mayores que las diagonales robustas (Aguilar Mantilla, 2015).

2.5.2 Condiciones de conexión de las diagonales

Las conexiones realizadas entre las diagonales y el pórtico afectan los efectos de pandeo y por lo tanto la longitud efectiva de la riostra. La longitud efectiva está determinada por la siguiente expresión: KL (K es el factor de longitud efectiva y L es la longitud de la diagonal); y puede determinarse mediante los valores indicados en la siguiente tabla:

Gráfico 7: Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación impedidas Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres 					

Fuente: Estructura de Acero (*McCormac J.&Csernak*) 5.6 Restricciones en los extremos y longitud efectiva de una columna

2.5.3. Formas de la sección

En el análisis del comportamiento estructural de las diagonales es importante considerar la eficiencia de la sección. Las diagonales que presentan ventajas principalmente son secciones cuadradas o circulares, ya que estas resultan ser más económicas frente a las diagonales con secciones tipo I o secciones canal logrando disminuir la cantidad de material utilizado; pero no necesariamente el comportamiento estructural es mejor (Aguilar Mantilla, 2015).

La compacidad de la sección es importante analizarla a través de la relación ancho – espesor, ya que este parámetro se relaciona directamente con los problemas de pandeo que se puedan presentar en los arriostramientos. Los elementos más compactos tienen mayor capacidad de disipar la energía y evitar que las riostras sufran fracturas debido a las grandes deformaciones que puedan existir por efectos del pandeo (Aguilar Mantilla, 2015).

2.6. Método de análisis

El diseño de estructuras sismo-resistentes está basado en el método de las fuerzas, donde se consideran a la rigidez y la fuerza actuante sobre la estructura como datos iniciales que permite

determinar los desplazamientos horizontales permitidos por las normas provocados por eventos de sismos (Aguilar Mantilla, 2015).

Las normas NEC-15 y ASCE 7 establecen dos métodos para analizar la respuesta que presenta la estructura frente a un evento sísmico, entre los cuales están: el análisis estático y el análisis modal espectral.

Análisis Estático:

El proceso de este análisis consiste en encontrar una fuerza horizontal que actúe sobre la estructura. Utiliza ciertos parámetros que dependen de las características propias de la estructura como materiales, ubicación, geometría, sistema estructural utilizado (SCBF, EBF, SMRF, entre otros). Esta fuerza lateral actuante es conocida como cortante basal (Aguilar Mantilla, 2015).

Análisis Modal Espectral:

Este análisis representa la acción de una carga dinámica sobre la estructura, se obtiene a partir de los espectros de respuesta, que facilita el cálculo de las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura. El espectro de respuesta representa la relación entre la aceleración de la estructura con respecto a un periodo natural conocido (Aguilar Mantilla, 2015).

Este tipo de análisis el más utilizado para el diseño sismo-resistentes para cualquier tipo de estructura.

2.6.1. Análisis lineal

El análisis lineal supone que tanto la estructura como el material que la compone tienen un comportamiento rectilíneo, es decir, la fuerza es directamente proporcional a la deformación, cumpliendo de esta manera con la ley de Hooke. La relación entre ambas variables es lineal cuando el cambio de la rigidez de la estructura es despreciable al estar sometida a una carga.

La selección de los métodos de análisis depende de las normas sismo-resistentes de cada país, que adopta criterios de validez, estableciendo los alcances y modalidades de aplicación de

procedimiento de análisis lineal elásticos. El método estático equivalente se basa en la estimación del período fundamental de vibración mediante fórmulas aproximadas para cuantificar el corte basal (Muñiz&Alarcón, 2019).

El método estático equivalente es una simplificación utilizada en el análisis para las fuerzas del terremoto que soportan la estructura durante un sismo. El cortante basal es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico (Christopher, 2017).

El método estático se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura, las mismas de diseño limitan su aplicación en las cuales pueda considerarse despreciable la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta a la excitación del sismo (Muñiz&Alarcón, 2019).

El análisis estático lineal realiza las siguientes suposiciones:

Suposición estática. Todas las cargas que actúan en la estructura son aplicadas de manera lenta y gradualmente hasta que alcanzan sus magnitudes completas, estas permanecen constantes. Como las cargas no varían con el tiempo esta suposición permite ignorar las fuerzas inerciales como las de amortiguación debido a pequeñas aceleraciones y velocidades poco significativas (Muñiz&Alarcón, 2019).

Sin embargo, las cargas que varían con el tiempo y que inducen fuerzas inerciales y/o de amortiguación significativa pueden garantizar el análisis dinámico. Las cargas dinámicas cambian con el tiempo, en muchos casos inducen fuerzas inerciales y de amortiguación considerables que no pueden ser despreciadas (Muñiz&Alarcón, 2019).

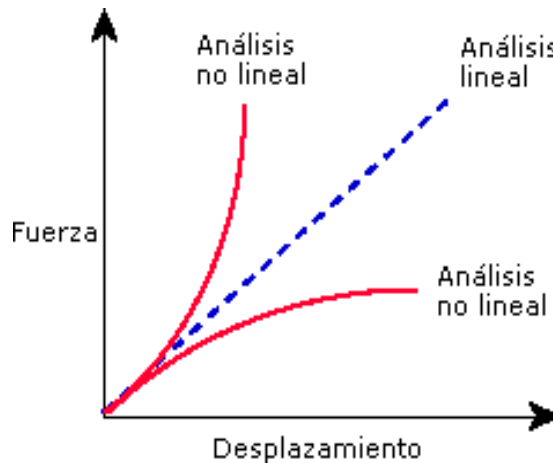
Con la condición estática, se puede realizar el análisis a cuerpos que se mueven a velocidades y aceleraciones constantes, ya que las cargas generadas se mantienen invariables en el tiempo.

Suposición de linealidad. Se obedece la ley del Hooke en cuanto al comportamiento lineal de la estructura, donde la fuerza aplicada es directamente proporcional a la deformación que produce.

La suposición de linealidad se realiza si: Los elementos de la estructura cumplen con la Ley de Hooke, cuando los desplazamientos resultantes son lo suficientemente pequeños como para ignorar el cambio en la rigidez, si las condiciones de contorno no varían durante la aplicación

de las cargas. Estas cargas deben ser constantes en: magnitud, dirección y distribución (Muñiz&Alarcón, 2019).

Gráfico 8: Relación fuerza-desplazamiento (*Solidworks, 2010*)



Fuente: (*Muñiz&Alarcón, 2019*)

2.6.2. Análisis no-lineal

Estático de carga incremental lateral o Pushover.

El análisis Estático de carga incremental lateral consiste en empujar con cargas laterales que se incrementan gradualmente a la estructura hasta desarrollar su mecanismo de falla. Este tipo de análisis proporciona resultados válidos de forma simple y con menor tiempo de cálculo computarizado, en comparación con el método de Historia – Tiempo (Muñiz&Alarcón, 2019).

El análisis Pushover es un método basado en desempeño, verifica la capacidad de resistencia y deformación hasta el colapso de una estructura y permite identificar la secuencia del mecanismo de falla para su potencial optimización (Muñiz&Alarcón, 2019).

Como resultado del Análisis Pushover se puede obtener el punto de desempeño, el cual representa la deformación última o máxima lateral de un sistema de un grado de libertad. Para obtener este punto se requiere conocer la capacidad y la demanda de la estructura evaluada.

Capacidad

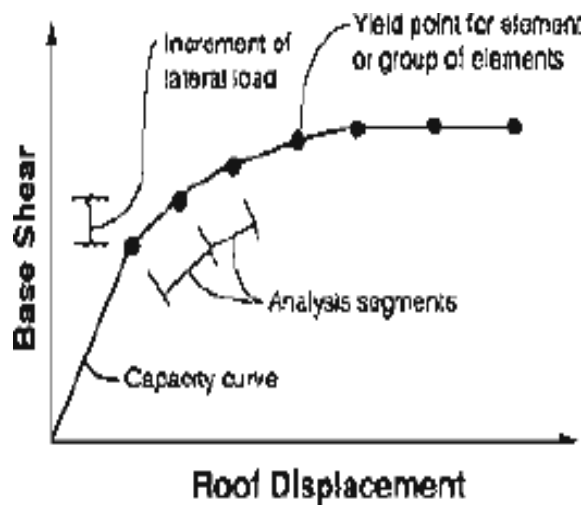
Para evaluar la capacidad en una estructura existente, se debe obtener la curva de capacidad la misma que está definida por los ciclos de histéresis, es decir de la carga y descarga de los elementos, una curva de histéresis es una gráfica de esfuerzo – deformación que indica el grado de deterioro que han sufrido los materiales de la estructura hasta la evaluación (Muñiz&Alarcón, 2019).

El modelo de capacidad de una estructura o edificación es una curva de capacidad idealizada bien definida por dos puntos de control:

- **Capacidad de fluencia (YC):** Es la fuerza lateral de resistencia del edificio antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no lineal.
- **Capacidad última (UC):** Es la máxima fuerza del edificio cuando todo el sistema estructural ha alcanzado completamente un estado plástico.

En el último punto las construcciones son capaces de asumir deformaciones sin la pérdida de estabilidad, pero su sistema estructural no proporciona ninguna resistencia adicional a la fuerza lateral del terremoto. (Marte, 2014)

Gráfico 9: Curva de capacidad (ATC - 40, 1996)

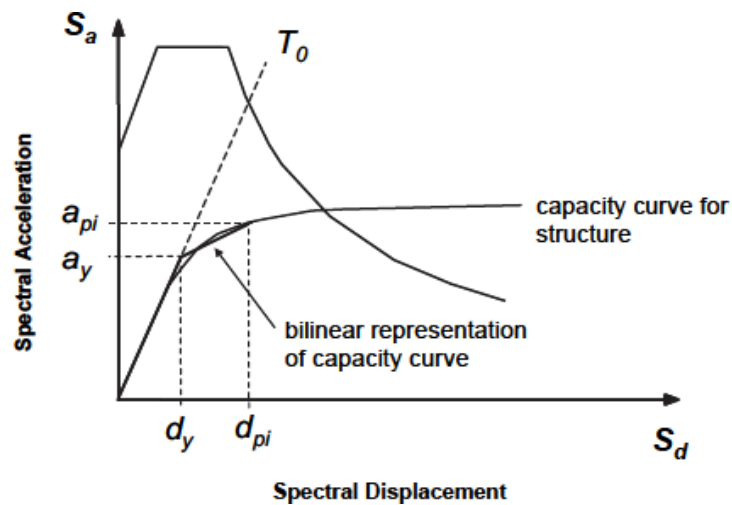


Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019)

Demanda.

La demanda en una estructura depende de un sismo en particular, para representarla se realiza la curva de demanda que no es más que el espectro de respuesta dividido para el factor de reducción de resistencia R , es decir mientras más dúctil sea la estructura tendrá más tiempo para evitar daños significativos y por tanto tendrá un mejor comportamiento (Muñiz&Alarcón, 2019).

Gráfico 10: Representación bilineal de la capacidad espectro (FEMA 440)



Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019)

Es importante mencionar que: “Mientras más alejado se encuentra el espectro de capacidad del espectro de demanda mayor será el daño que se espera” (ESPE).

Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado, para una determinada demanda sísmica.

Consideraciones para el análisis Pushover.

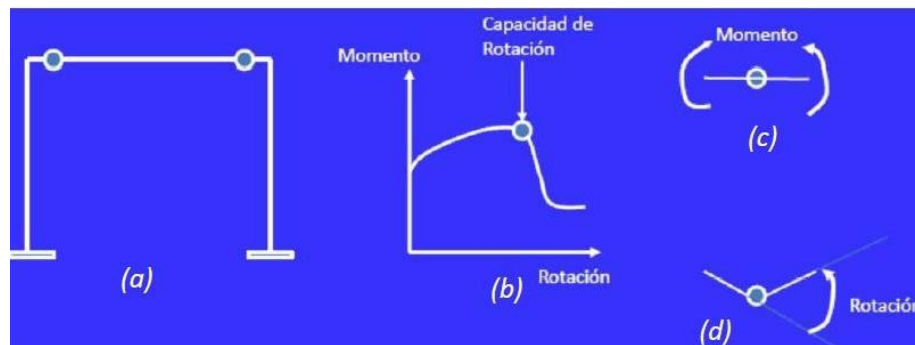
- a) Rigidez de nodos.
- b) Emplear diafragmas rígidos.

c) Los efectos P-delta no son despreciables por los grandes desplazamientos de los pórticos.

d) Se debe imponer la formación de las rótulas plásticas en las caras de las vigas.

Una rótula plástica es la representación del comportamiento inelástico de un elemento, y define la no linealidad del material. Las rótulas plásticas se originan en los extremos del elemento, en la unión viga- columna, se prefiere ocurran en viga, esta puede ser rígida inicialmente y rotar después de la fluencia. Entre las propiedades principales de una rótula plástica se encuentra: la resistencia a la flexión y la capacidad de rotación, que en este caso es el límite de ductilidad, punto desde el cual el elemento llega a la fluencia y puede rotar (Muñiz&Alarcón, 2019).

Gráfico 11: Rótulas plásticas



Fuente: (Cárdenas&Talmatch, 2016)

La rótula plástica se la define con una longitud de la cara del apoyo correspondiente a 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento, se asume que esta longitud la curvatura es constante, estas se pueden dar tanto por flexión como por cortante, sin embargo, en vigas de acero es muy raro que el material fluya debido a corte. Las rótulas se encuentran a continuación del ancho definido como zona rígida del nodo (Muñiz&Alarcón, 2019).

e) Para realizar un Análisis Pushover es suficiente el primer modo de vibración, FEMA-440.

El primer modo de vibración o modo fundamental es aquel en que todos los pisos de la estructura se desplazan en una misma dirección en un instante determinado. En este caso las aceleraciones son mayores en la parte superior de la edificación (Muñiz&Alarcón, 2019).

CAPÍTULO 3

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Especificaciones de la norma americana ASCE 7-16.

En la norma ASCE 7-16 se detallan las consideraciones y criterios que deben tomarse en cuenta para el diseño de edificios y otros tipos de estructuras conforme a las normas estadounidenses (Muñiz&Alarcón, 2019).

3.1.1. Categorización del riesgo, clasificación de edificios y otras estructuras,

La (ASCE/SEI 7-16) en la sección 1.5.1 especifica que: Los edificios y otras estructuras deben clasificarse según el riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar. Cada edificio u otra estructura se asignarán a la Categoría (Tabla 1) o Categorías de Riesgo aplicables más altas (Tabla 2) (Muñiz&Alarcón, 2019).

Tabla 1: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo.

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto las enumeradas en las Categorías de riesgo I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras, cuyo fracaso podría representar un riesgo importante para la vida humana.	III
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV que contienen sustancias tóxicas o sustancias explosivas en las que la cantidad de material excede una cantidad límite establecida por la Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.	IV

Fuente: Tabla 1.5.1 del ASCE/SEI 7-16 (Muñiz&Alarcón, 2019).

Tabla 2: Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras -estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos.

Categoría de riesgo	Factor de Importancia Sísmica, Ie
I	1.0
II	1.0
III	1.25
IV	1.50

Fuente: Tabla 1.5.2 del ASCE/SEI 7-16 (Muñiz&Alarcón, 2019).

3.1.2. Combinaciones de cargas para los sistemas de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

La sección 2.3.1 del (ASCE/SEI 7-16) describe que las estructuras, componentes y cimientos deben diseñarse de modo que su resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas factorizadas (Muñiz&Alarcón, 2019). En el trabajo de titulación se utilizaron las siguientes combinaciones.

Dónde:

- D: Carga muerta de peso propio de la estructura o cargas sobreimpuesta.
- L: Carga viva.
- Sx: Sismo dinámico en dirección X
- Sy: Sismo dinámico en dirección Y

Tabla 3: Combinaciones de carga de la estructura

Nº DECOMBINACIÓN	ASCE 7-16
COMBINACIÓN N°1	1.0 D
COMBINACIÓN N°2	1.0D + 1.0L
COMBINACIÓN N°3	1.2D + 1.6L
COMBINACIÓN N°4	1.4D
COMBINACIÓN N°5	1.2D + 1.0L + 1.0Sx + 0.3Sy
COMBINACIÓN N°6	1.2D + 1.0L + 1.0Sx - 0.3Sy
COMBINACIÓN N°7	1.2D + 1.0L - 1.0Sx + 0.3Sy
COMBINACIÓN N°8	1.2D + 1.0L - 1.0Sx - 0.3Sy
COMBINACIÓN N°9	1.2D + 1.0L + 1.0Sy + 0.3Sx
COMBINACIÓN N°10	1.2D + 1.0L + 1.0Sy - 0.3Sx
COMBINACIÓN N°11	1.2D + 1.0L - 1.0Sy + 0.3Sx
COMBINACIÓN N°12	1.2D + 1.0L - 1.0Sy - 0.3Sx
COMBINACIÓN N°13	0.9D + 1.0Sx + 0.3Sy
COMBINACIÓN N°14	0.9D + 1.0Sx - 0.3Sy
COMBINACIÓN N°15	0.9D - 1.0Sx + 0.3Sy
COMBINACIÓN N°16	0.9D - 1.0Sx - 0.3Sy
COMBINACIÓN N°17	0.9D + 1.0Sy + 0.3Sx
COMBINACIÓN N°18	0.9D + 1.0Sy - 0.3Sx
COMBINACIÓN N°19	0.9D - 1.0Sy + 0.3Sx
COMBINACIÓN N°20	0.9D - 1.0Sy - 0.3Sx

Fuente: Panchana Yagual - Borbor Baque

3.1.3. Cargas muertas.

La (NEC-SE-CG) especifica: Las cargas permanentes consisten en los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura.

Se considera como cargas muertas a muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura (Cevallos Sánchez, 2017).

3.1.4. Cargas vivas.

La (NEC-SE-CG) especifica : “La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (Cevallos Sánchez, 2017).

3.2. Fundamentos del ANSI/AISC 360-16.

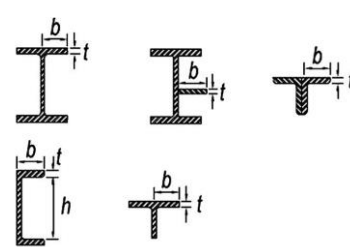
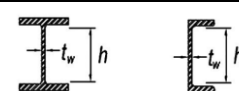
Se especifica las normas estadounidenses (ANSI/AISC 360-16), para el diseño de estructuras de acero para edificios, siguiendo el método de los factores de cargas y la resistencia de diseño. Esta norma se usa para el diseño de pórticos de aceros y otros tipos de estructuras.

3.2.1. Propiedades de los Elementos: Clasificación de las secciones según pandeo local.

En la Sección B4 del (ANSI/AISC 360-16), indica que: para compresión, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Para elementos con una sección no esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder los valores λ_r , de la Tabla 4. Si la razón ancho espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r la sección se considera esbelta (Muñiz&Alarcón, 2019).

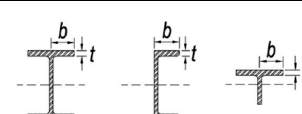
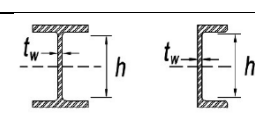
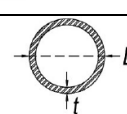
Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder la razón ancho-espesor λ_p de la Tabla 5. Si la razón ancho espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r de la Tabla 5, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como esbelta (Muñiz&Alarcón, 2019).

Tabla 4: Elementos en Compresión. Miembros sujetos a compresión axial: Razones Ancho-Espesor.

Casos	Descripción del Elemento	Razón límite ancho-espesor	λ_r (esbelto/no esbelto)	Ejemplo
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de paredes de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
5	Alas de perfiles I con doble simetría y secciones canal.	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Tabla B4. 1a del (ANSI/AISC 360-16).

Tabla 5: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión: Razones Ancho-Espesor.

Casos	Descripción del Elemento	Razón, ancho-espesor	Razón, ancho – espesor		Ejemplo
			λ_p (compacta/no compacta)	λ_r (esbelto/no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: Tabla B4.1b del (ANSI/AISC 360-16).

3.2.3. Elementos compactos de sección I de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.

Se especifica que la resistencia nominal en flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo lateral-torsional (Muñiz&Alarcón, 2019).

1. Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ecuación 3.1 (Ec. F2-1 del (ANSI/AISC 360-16))}.$$

Dónde:

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa).

Z_x : Módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³).

2. Pandeo Lateral-Torsional.

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

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left((M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad \text{Ecuación 3.2 (Ec. F2-2 del (ANSI/AISC 360-16))}.$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 3.3 (Ec. F2-3 del (ANSI/AISC 360-16))}.$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.4 (Ec. F2-5 del (ANSI/AISC 360-16))}.$$

$$L_r = 1.95 r_{es} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 3.5 (Ec. F2-6 del (ANSI/AISC 360-16))}.$$

Dónde:

L_b : Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida, cm (mm).

L_p : Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

L_r : Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

r_y : Radio de giro sobre el eje y, cm (mm).

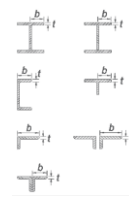
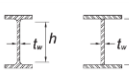

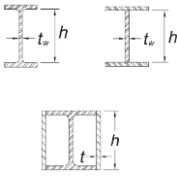
$$r^2 t_s = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad \text{Ecuación 3.6 (Ec. F2-7 del (ANSI/AISC 360-16)).}$$

$c = 1$ para secciones I con simetría doble.

I_y : Momento de inercia sobre el eje y.

3.2.4. Limitaciones de ancho/espesor de acero.

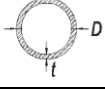
Tabla 6: Límites de la relación ancho-espesor para elementos de compresión para miembros altamente dúctiles.

	Descripción del Elemento	Razón ancho-espesor	λ_{hd} (Miembros altamente dúctiles)	Ejemplo
Elementos sin refuerzo	Alas de perfiles, canales en forma de I enrollados o construidos; Placa de ángulos simples o miembros de doble ángulo con separadores; Placas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo.	b/t	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alas de perfiles "I" enrolladas o construidas utilizadas como arriostramientos diagonales.	h/t _w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de HSS de sección circular.	D/t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas; Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas.	h/t	<p>Para $C_a \leq 0.125$</p> $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$ <p>Para $C_a > 0.125$</p> $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <p>Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_o P_c}$</p>	
c. Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C_a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t _w no debe exceder $2.45 \sqrt{E/F_y}$.				

Fuente: Tabla D1.1 del (ANSI/AISC 341-10).

Para los miembros designados como miembros altamente y moderadamente dúctiles, las relaciones de ancho/espesor de los elementos de compresión no deben exceder las relaciones de ancho a espesor limitantes, λ_{hd} de la tabla 6 y λ_{md} tabla 7 respectivamente (Muñiz&Alarcón, 2019).

Tabla 7: Limitaciones de las relaciones ancho a espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles.

Elementos sin refuerzo	Descripción del Elemento	Razón ancho-espesor	λ_{md} (Miembros moderadamente dúctiles)	Ejemplo
	Paredes de HSS de sección circular.	D/t	$0.044 \frac{E}{F_y}$	
e. La relación límite de diámetro a espesor de los miembros redondos de HSS utilizados como vigas o columnas no deberá exceder $0.07 E/F_y$.				

Fuente: Extracto de la tabla D1.1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

3.3. Fundamentos de Peligro Sísmico de Ecuador norma (NEC-SE-DS).

El diseño sísmico de las estructuras se basa en la norma (NEC-SE-DS, 2015) el cual proporciona con carácter obligatorio a los calculistas, diseñadores y profesionales del campo de la construcción, las herramientas de cálculo, especificaciones y requisitos mínimos que se debe adoptar para el diseño de estructuras sismo-resistentes. La normativa menciona los métodos de diseño sísmico para edificaciones habitables, en este trabajo de titulación se aplica el Diseño Basado en Fuerzas (DBF). Con modelos matemáticos de análisis lineal elástico (Muñiz&Alarcón, 2019).

Para el Análisis Lineal de Estructuras la norma indica que el sismo de diseño debe ser aquel que, para un nivel de amenaza sísmica con periodo de retorno de 475 años, proteja la vida de sus habitantes. El sismo de diseño tiene una probabilidad anual de excedencia de 0.002. Es decir, tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Para el diseño de estructuras dentro del rango elástico se usa la metodología DBF. En donde los sistemas son reemplazados por un sistema elástico con 5% de amortiguamiento viscoso y cuya rigidez y periodo de diseño, son estimados asumiendo los espesores de las placas para estructuras de acero. (NEC-SE-DS, 2015)

La normativa menciona los requisitos que debe contener la memoria de cálculo del diseño sísmico, que son:

- Los materiales a usarse y sus especificaciones técnicas
- El sistema estructural escogido
- El tipo de características y parámetros mecánicos del suelo
- El tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones
- Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas
- El espectro de diseño
- Los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura

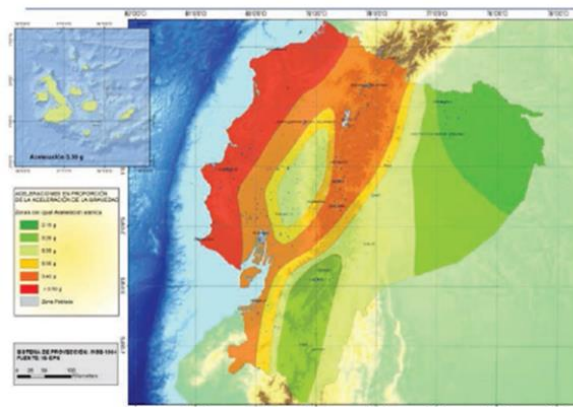
En el análisis DBF se deben considerar todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta de la estructura (Cevallos Sánchez, 2017). Cuando se realiza un análisis dinámico de tipo modal espectral, se debe asegurar que el porcentaje de aporte en la masa, sumando los modos seleccionados sea al menos el 90% de la masa de la estructura.

El procedimiento para realizar el cálculo mediante la metodología DBF es el siguiente:

Determinar el espectro de diseño.

El espectro de respuesta sísmica se lo construye a partir de los parámetros expuestos a continuación.

Gráfico 12: Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor de zona.



Fuente: Figura 1 de (NEC-SE-DS, 2015)

Zonificación sísmica (Z).

La norma (NEC-SE-DS) presenta la zonificación sísmica mediante el (gráfico 12), con el que se determina el factor de (Z), que representa la aceleración máxima en roca expresada como fracción de la gravedad, para cada zona corresponde un valor Z (Muñiz&Alarcón, 2019).

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

Tabla 8: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto F_a , Suelo A y C.

Tipo de perfil del Subsuelo	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18

Fuente: Tabla 3 de (NEC-SE-DS)

Tabla 9: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca F_d , Suelo A y C.

Tipo de perfil del Subsuelo	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06

Fuente: Tabla 4 de (NEC-SE-DS)

Tabla 10: Comportamiento no lineal del suelo F_s , Suelo A y C.

Tipo de perfil del Subsuelo	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23

Fuente: Tabla 5 de (NEC-SE-DS)

En la Sección 3.2 de (NEC-SE-DS, 2015), menciona los coeficientes de perfil de suelo, que son los siguientes:

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifican las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

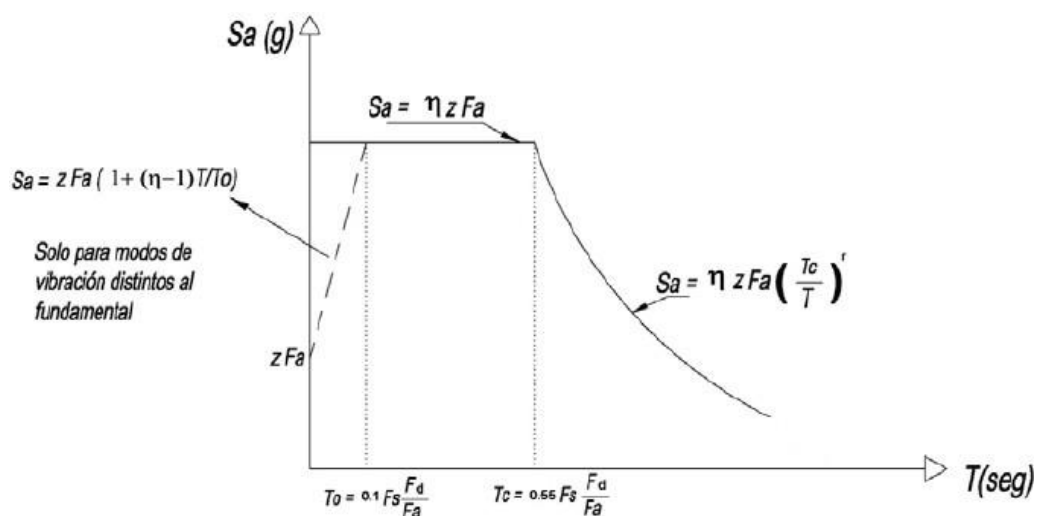
F_s : Es un coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (Choez&García, 2019)

En este tema de estudio se supondrá que la edificación se situará sobre un suelo tipo C.

3.3.2. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, es importante para definir la pseudo-aceleración que tendrá una edificación para sus periodos de vibración sobre un tipo de suelo previamente seleccionado como correspondiente al sitio del proyecto (Muñiz&Alarcón, 2019). Sección 3.3 de (NEC-SE-DS, 2015), se proporciona como en el gráfico 13.

Gráfico 13: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



Fuente: Figura 3 de (NEC-SE-DS)

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Cuando } T_o \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Cuando } T > T_c \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Dónde:

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura. (Choez&García, 2019)

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. $T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E ($r = 1$) y suelo tipo E ($r = 1.5$) η : Relación de amplificación espectral para período de retorno 475 años, estos valores varían dependiendo de la región del Ecuador.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

En la Sección 3.3 de (NEC-SE-DS) especifican que: Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a T_o (Muñiz&Alarcón, 2019).

$$S_a = zF_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_o \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

3.3.3. Cortante basal de diseño (V).

Sección 6.3.2 de (NEC-SE-DS, 2015): El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión ecuación 3.12 (Muñiz&Alarcón, 2019).

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

V : Cortante basal total de diseño.

I : Coeficiente de importancia definido en la tabla 11.

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración, con respecto al periodo de vibración de la estructura.

R : Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p y ϕ_e : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

W : Carga sísmica reactiva.

3.3.4. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

En la Sección 4.1 del (NEC-SE-DS, 2015), menciona: El coeficiente I de la estructura se debe clasificar dentro de una de las categorías que se establecen en la Tabla 11, con la finalidad de incrementar la demanda sísmica de diseño para la estructura, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (Muñiz&Alarcón, 2019).

Tabla 11: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones Esenciales.	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias antincendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de Ocupación especial.	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: Tabla 6 de (NEC-SE-DS)

3.3.5. Determinación del período de vibración T.

En la sección 6.3 de (NEC-SE-DS, 2015), describen dos métodos aproximados para determinar el período de vibración de la estructura T. En este trabajo de investigación se utilizó el método 1. El valor de T obtenido al utilizar la ecuación de la sección 6.3.3 es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura, realizar su prediseño y dimensionamiento final. Al final de esta sección con el valor de T se determina el valor $S_a(T_a)$ del espectro en aceleraciones (Muñiz&Alarcón, 2019).

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 3.13}$$

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 12: Coeficiente C_t y α . (NEC-SE-DS, 2015)

ESTRUCTURAS DE ACERO	C_t	α
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019)

3.3.6. Factor de reducción de fuerza sísmica **R**.

La sección 6.3.4 del (NEC-SE-DS, 2015) especifica: El factor **R** admite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, procurando que la estructura y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y ductilidad adecuada, permitiendo que el daño se concentre en secciones especialmente detalladas que funcionen como rótulas plásticas.

Su valor está en función de algunas variables, tales como: el tipo de suelo, tipo de sistema estructural, periodo de vibración, factores de ductilidad (Muñiz&Alarcón, 2019).

Para Sistemas Estructurales Dúctiles se especifica $R=8$ para todos los sistemas estructurales de la tabla 13.

Tabla 13: Coeficiente **R** para sistemas estructurales dúctiles.

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

Fuente: Extracto de la tabla 15 de (NEC-SE-DS, 2015)

3.3.7. Carga sísmica reactiva **W**.

La carga sísmica se calcula mediante el método por la normativa (ASCE/SEI 7-16) adoptando como peso sísmico $W = W_D + 0.25 W_L$ (Muñiz&Alarcón, 2019).

3.3.8. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_p y elevación ϕ_e .

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas (ver Tablas 12 y 13 de (NEC-SE-DS, 2015)).

En el caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, las que se consideran responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo (Muñiz&Alarcón, 2019).

3.3.9. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_p .

En este trabajo de investigación la estructura presenta un coeficiente de regularidad en planta $\phi_p = 0.9$, penalizada por Irregularidad en planta Tipo 2. (Ver tabla 13 de (NEC-SE-DS, 2015))

3.3.10. Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_e .

Coeficiente de regularidad en elevación (ϕ_e) se especifica en (ver tabla 11 de (NEC-SE-DS, 2015)), adoptando un valor $\phi_e = 1$ por tener una configuración en elevación recomendada (Muñiz&Alarcón, 2019).

3.3.11. Distribución de fuerzas verticales sísmicas laterales.

Para la distribución de fuerzas verticales se realiza en función del periodo de vibración de la estructura:

Tabla 14: Coeficiente K.

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019)

3.3.12. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales.

En la sección 12.8.3 El (ASCE/SEI 7-16, 2016) especifica que: La distribución del cortante sísmico basal se realice con las ecuaciones 3.14 y 3.15 donde, la fuerza sísmica lateral (F_x) (kip o kN) inducida a cualquier nivel se determinará a partir del coeficiente C_{vx} , el mismo que es función de la altura del piso elevado al exponente K y la masa del piso (Muñiz&Alarcón, 2019).

$$F_x = C_{vx} V \quad \text{Ecuación 3.14 (Ec. 18.8-11 del (ASCE/SEI 7-16)).}$$

$$C_{vx} = \frac{W_x H_x^K}{\sum_{i=1}^n W_i H_i^K} \quad \text{Ecuación 3.15 (Ec. 18.8-12 del (ASCE/SEI 7-16)).}$$

Donde:

F_x : Fuerza sísmica lateral.

C_{vx} : Factor de distribución vertical.

V : Cortante sísmico de diseño en la base de la estructura [kip (kN)].

W_i y W_x : Fracción del peso sísmico efectivo total de la estructura (W) correspondiente al nivel i o x .

H_i y H_x : Altura [ft (m)] desde la base hasta el nivel i o x .

K : Exponente relacionado con el período de estructura

3.3.13. Distribución horizontal de fuerzas.

En la sección 12.8 del (ASCE 7-16, 2016) especifica que: El cortante sísmico de un piso cualquiera $V_x = V_i$, se determina a partir de la ecuación 3.16:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Ecuación 3.16 (Ec. 12.8-13 del (ASCE/SEI 7-16))

Donde:

F_i = Fracción del cortante sísmico (V) [kip(kN)] producida en el nivel $i = x$.

3.3.14. Control de la deriva de piso (Derivas Inelásticas máximas de piso Δ_M).

La deriva de piso es la deformación relativa que sufre un piso debido a la acción de una fuerza horizontal por fenómenos de vientos o sismos, para obtener el valor de la deriva de un piso se resta el desplazamiento del borde superior menos el desplazamiento del borde inferior (Aguilar Mantilla, 2015).

La norma (NEC-SE-DS) establece un máximo valor de respuesta inelástica en desplazamiento Δ_M , el cual está dado por el sismo de diseño (Aguilar Mantilla, 2015).

En la Sección 6.3.9 de (NEC-SE-DS, 2015), menciona que: En el diseño de una edificación sismo resistente se deben controlar las deformaciones relativas de entrepiso o derivas, las cuales provocan daños en los elementos estructurales. El control se lo realiza calculando a partir de análisis elástico, a las derivas inelásticas y luego comparándolas con las derivas límites permisibles (Muñiz&Alarcón, 2019).

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Ecuación 3.17

Donde:

Δ_M : Deriva inelástica máxima calculada.

Δ_E : Derivas elásticas calculadas para la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

Se verificará que cumpla la siguiente condición: $\Delta_M < \Delta_{\text{máxima permisible}}$

Dónde:

$\Delta_{\text{máxima permisible}}$: El límite para la deriva inelástica establecidos en la tabla 15.

Tabla 15: Valores de ΔM máximo permisible, expresados como fracción de la altura de piso (NEC-SE-DS)

Estructura de:	Δmáxima permisible (Sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.02

Fuente: Tabla 7 de (NEC-SE-DS), (Muñiz&Alarcón, 2019)

3.3.15. Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i .

En la Sección 6.3.7 de (NEC-SE-DS, 2015) especifica que: Los efectos P- Δ corresponden a los efectos adicionales en las dos direcciones principales de la estructura, son causados por los efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Para el cálculo de dichos incrementos y para la evaluación de la estabilidad estructural global los efectos P- Δ deben ser considerados (Muñiz&Alarcón, 2019).

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i H_i} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura de entrepiso i considerado. Se debe cumplir $Q_i \leq 0.30$

3.4. Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) según norma AISC 341-16

3.4.1. Análisis

La resistencia requerida en vigas y columnas debe determinarse a partir de las combinaciones de carga correspondientes, con consideración de la acción sísmica amplificada. Para determinar

el efecto de la acción sísmica incluyendo sobre-resistencia, Emh se deben considerar los esfuerzos más desfavorables resultantes de los dos siguientes casos:

- Análisis en el que se supone que las riostras desarrollan la resistencia esperada a compresión y tracción.
- Análisis en el que se asume que las riostras traccionadas desarrollan su resistencia esperada, mientras que las comprimidas desarrollan su resistencia de post-pandeo.

La resistencia esperada a tracción se determina como $R_y F_y A_g$, Para las riostras comprimidas, la resistencia esperada se adopta como el menor valor entre $R_y F_y A_g$ y $1.4 F_{cre} A_g$ (donde F_{cre} es la tensión crítica F_{cr} de terminada para una tensión de fluencia igual a $R_y F_t$), mientras que la resistencia esperada de pos-pandeo se puede determinar como 0.3 veces la resistencia esperada a compresión. La longitud de pandeo para el cálculo de la tensión crítica no debe exceder la distancia entre los extremos de la riostra (ANSI/AISC 341-16).

3.4.2. Riostras

Las especificaciones definen dos condiciones principales para las riostras: (i) esbeltez máxima y (ii) resistencia requerida. La esbeltez de las riostras debe cumplir la condición

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Para el caso de secciones armadas, se requiere controlar el espaciamiento de las placas de costura u otros medios de unión, de modo que la esbeltez de los componentes individuales sea menor que el 40% de la esbeltez global de la sección armada (ANSI/AISC 341-16), no se permite el uso de pernos para unir las placas de costura en el cuarto central de las riostras, donde puede formarse una rótula plástica (Proaño Sarango, 2014).

3.4.3. Relación anchura-espesor

Las columnas y riostras de los pórticos especiales arriostrados concéntricamente deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad elevada. De modo que las secciones de esos miembros deben tener relaciones anchura-espesor que no superen el valor límite λ_{hd} . Las vigas se consideran como miembros de ductilidad moderada, por lo que las secciones deben

verificarse con el valor límite λ_{md} (que representa una condición menos estricta que la anterior). Estas exigencias son coherentes con el criterio de diseño sismo resistente para estos pórticos, mediante el cual se permite el pandeo global de la riostra y se limita la ocurrencia del pandeo local, que puede originar fallas frágiles por fractura del acero (Proaño Sarango, 2014).

3.5. Requerimientos especiales para arriostramientos en V y V invertida

Los pórticos con arriostramientos en V y V invertida deben cumplir con condiciones especiales, cuyo objetivo es evitar daños en la zona central de la viga donde se conectan las riostras. Las especificaciones indican que las vigas deben ser continuas entre las columnas y que la misma deben arriostrarse lateralmente de acuerdo a los requisitos para miembros de ductilidad moderada (para controlar los efectos adversos que podría originar el pandeo lateral-torsional de la viga u otros efectos torsionales inducidos por el pandeo de las riostras). (Crisafulli, 2018)

3.6. Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados excéntricamente (EBF)

Las especificaciones (ANSI/AISC 341-10) incluyen requerimientos detallados para un único tipo de pórticos arriostrados excéntricamente, que se caracteriza por una elevada capacidad de deformación inelástica. El factor de modificación de respuesta se adopta como $R=8$.

En las conexiones de los miembros, con excepción de los enlaces, se permiten pequeñas excentricidades cuya magnitud no debe exceder la altura de la viga. En esos casos se requiere que los esfuerzos resultantes de esa excentricidad (momento flector y corte) sean considerados en el diseño y que su efecto no altere la capacidad de deformación inelástica (Carrillo, 2016).

La resistencia requerida en riostras, columnas, vigas (fuera de la zona de enlace) y conexiones se obtiene de aplicar las combinaciones de carga sísmica amplificada. Para determinar el efecto de la acción sísmica incluyendo sobre-resistencia, E_{mh} se debe considerar que los esfuerzos en los extremos del enlace correspondientes a la resistencia a corte ajustada. Esta resistencia se determina como R_y veces la resistencia nominal a corte, V_n , multiplicada por 1.25, para el caso de secciones I, o 1.40 para secciones tipo cajón.

Los pórticos arriostrados con conexiones excéntricas constituyen un buen ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, procedimiento que permite al diseñador definir un mecanismo de deformación plástica (fluencia por flexión y/o corte en el enlace) y evitar así los modos de falla no deseados como pandeo de las riostras y columnas. Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismo-resistente debido a que combinan una elevada rigidez lateral, por efecto de las riostras, y una muy adecuada capacidad de disipación de energía (Proaño Sarango, 2014).

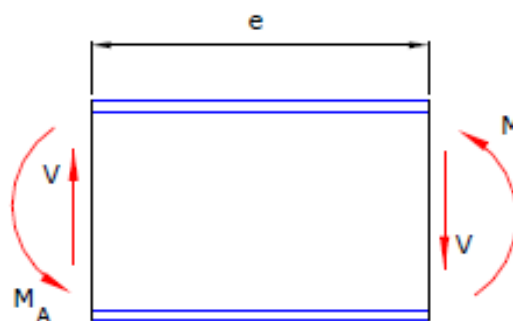
El enlace que presenta este tipo de pórticos debe diseñarse y detallarse adecuadamente que permita asegurar una respuesta dúctil y estable, para lo cual es importante controlar los problemas de inestabilidad por pandeo local (Crisafulli, 2018).

3.6.1. Rigidez lateral

La rigidez lateral de los pórticos arriostrados excéntricamente depende significativamente de la longitud del enlace. Cuando dicha longitud es muy reducida, en relación a la longitud total de la viga, la rigidez lateral de la estructura es elevada y se aproxima a la de un pórtico arriostrado concéntricamente, mientras que, si la longitud del enlace es grande, la rigidez lateral disminuye y es similar a la de un pórtico no arriostrado (Proaño Sarango, 2014).

A los efectos de clasificar los enlaces de acuerdo con su comportamiento estructural, se define la condición de fluencia balanceada cuando se produce simultáneamente la plastificación por flexión y la rótula de corte (Proaño Sarango, 2014). De las consideraciones de equilibrio de gráfico 14, se deduce que esta situación ocurre cuando la longitud del enlace es:

Gráfico 14: Diagrama de cuerpo libre del enlace.



Fuente: (Crisafulli, 2018)

$$e_o = \frac{2M_p}{V_p}$$

Ecuación 3.20

Donde:

M_p : Momento de plastificación del enlace

V_p : Resistencia corte correspondiente al estado límite de fluencia del alma; $V_p = 0.6 F_y A_{tw}$

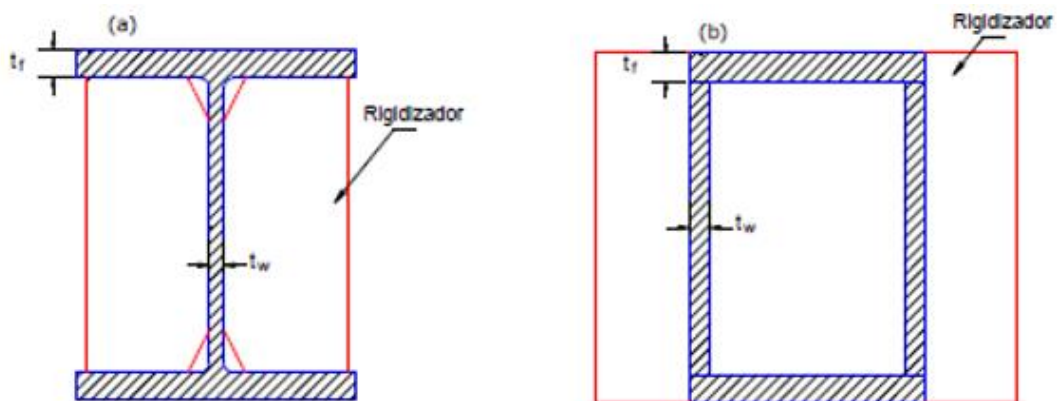
A_{tw} se determina según las siguientes expresiones:

$A_{tw} = (d - 2t_f)t_w$ y $A_{tw} = 2(d - 2t_f)t_w$ válidas para secciones I y secciones cajón armadas respectivamente.

t_f : Espesor del ala

t_w : Espesor del alma

Gráfico 15: Secciones usuales para el enlace: (a) sección I y b) sección cajón, ambas con rigidizadores verticales.



Fuente: Figura 6-9 de (Crisafulli, 2018)

A partir de la condición de fluencia balanceada se pueden definir los enlaces cortos ($e \leq e_o$) como aquellos en donde se producirá una rótula de corte, mientras que en los enlaces largos ($e \geq e_o$) se formarán rótulas plásticas por flexión (Kasai y Popov, 1986a y 1986b) (Proaño Sarango, 2014).

3.6.2. Resistencia del enlace

(Crisafulli, 2018) especifica que: La determinación de la resistencia de diseño a corte del enlace se realiza adoptando el menor valor que surge de considerar los estados límites de fluencia por corte en el alma y plastificación por flexión (Proaño Sarango, 2014).

Cuando el efecto de la carga axial es despreciable, $P_u/P_y \leq 0.15$ se tiene:

Fluencia por corte:

$$V_n = V_p \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Fluencia por flexión:

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Por el contrario, cuando $P_u/P_y > 0.15$ se debe incluir el efecto negativo de la carga axial, que reduce la resistencia:

Fluencia por corte:

$$V_n = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Fluencia por flexión:

$$V_n = 2 \frac{M_p}{e} \left(\frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85}\right) \quad \text{Ecuación 3.24}$$

P_u : Resistencia axial requerida

P_y : Resistencia axial nominal

Para el cálculo de la resistencia de diseño, se considera el factor de resistencia a corte $\phi_v = 0.90$

El refuerzo del alma mediante chapas adicionales (doubler plates) no está permitido porque dichos refuerzos no participan completamente en el proceso de disipación de energía por deformaciones plásticas. Debe considerarse, además, que las penetraciones o perforaciones en la zona del enlace tampoco están permitidas, debido a que afectan negativamente el comportamiento estructural.

3.6.3. Resistencia lateral del pórtico

La resistencia lateral del pórtico arriostrado excéntricamente se determina mediante distintas herramientas de análisis no lineal.

En el caso de enlaces cortos, la respuesta estructural está controlada por el mecanismo de fluencia por corte del alma y la resistencia lateral del pórtico es independiente de la longitud del enlace. Por el contrario, si se diseñan enlaces largos, controla la plastificación en flexión y la resistencia lateral decrece en forma inversamente proporcional a la longitud del enlace.

3.7. Conexiones

Las conexiones viga-columna en los pórticos arriostrados usualmente incluyen una chapa de nudo para permitir la conexión de la riostra. En estos casos el reglamento (ANSI/AISC 341-10), requiere que la conexión viga-columna cumpla con una de las siguientes alternativas:

- a) La conexión se diseña como una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0.025 rad.
- b) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al menor de los dos valores siguientes:
 - Resistencia flexional esperada de la riostra por 1.1, esto es $1.1R_yM_p$.
 - Suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna multiplicada por 1.1. Las conexiones, en este caso, deben cumplir con los mismos requerimientos de conexiones viga-columna en pórticos no arriostrados ordinarios.

Las conexiones en ambos extremos de las riostras deben diseñarse con una resistencia requerida igual, como mínimo, a la resistencia requerida de las riostras. Además, deben cumplir con los requisitos de resistencia a compresión especificados para conexiones de riostras en pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

Las conexiones soldadas deben considerarse como soldaduras de demanda crítica en los siguientes casos:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en conexiones columna-chapa base.
- Soldaduras en conexiones viga-columna.
- Soldaduras en conexiones enlace-columna
- Soldaduras en juntas alma-ala de vigas armadas que se conectan con el enlace.

En el caso de que los arriostramientos se dispongan de manera que se tienen conexiones enlace-columna, dicha conexión debe ser totalmente restringida (FR), capaz de resistir la rotación inelástica que se genera en el enlace y diseñarse con una resistencia a corte de $R_y V_n$, como mínimo, y una resistencia a flexión al menos igual al momento que se genera cuando el enlace desarrolla su resistencia nominal a corte V_n (Proaño Sarango, 2014). Además, la conexión debe ser precalificada, en forma similar a las conexiones viga-columna en pórticos no arriostrados.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF) Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF).

4.1. Especificaciones generales de la edificación.

4.1.1. Modelo Base de la Estructura.

El edificio a estudiar y diseñar tiene de base el modelo de la estructura de (Muñiz&Alarcón, 2019), 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 16). Cada piso de esta edificación posee una planta arquitectónica en forma de L con área de 1024.00m² (gráfico 17).

La estructura base de (Muñiz&Alarcón, 2019) consta de los siguientes perfiles estructurales:

- Columnas, primer y segundo piso: W36X527
- Columnas, tercer y cuarto piso: W36X439
- Columnas, quinto y sexto piso: W36X393
- Columnas, séptimo y octavo piso: W36X359
- Vigas principales: W18X55

El trabajo de investigación (Muñiz&Alarcón, 2019) presenta resultados de derivas inelásticas, la mayor se produce en el piso 4 de la edificación con 1.92% del sismo en dirección Y, estando dentro de las derivas límites permisibles de la normativa NEC-15 con peso total de la estructura de 683.84Ton.

4.1.2. Materiales

Para este diseño se utilizará el acero de norma ASTM A992 Grado 50 (nervios, vigas y columnas) y el acero de norma ASTM A500 Grado B (Diagonales Rigidizadoras), los elementos utilizados en este este diseño se describen a continuación.

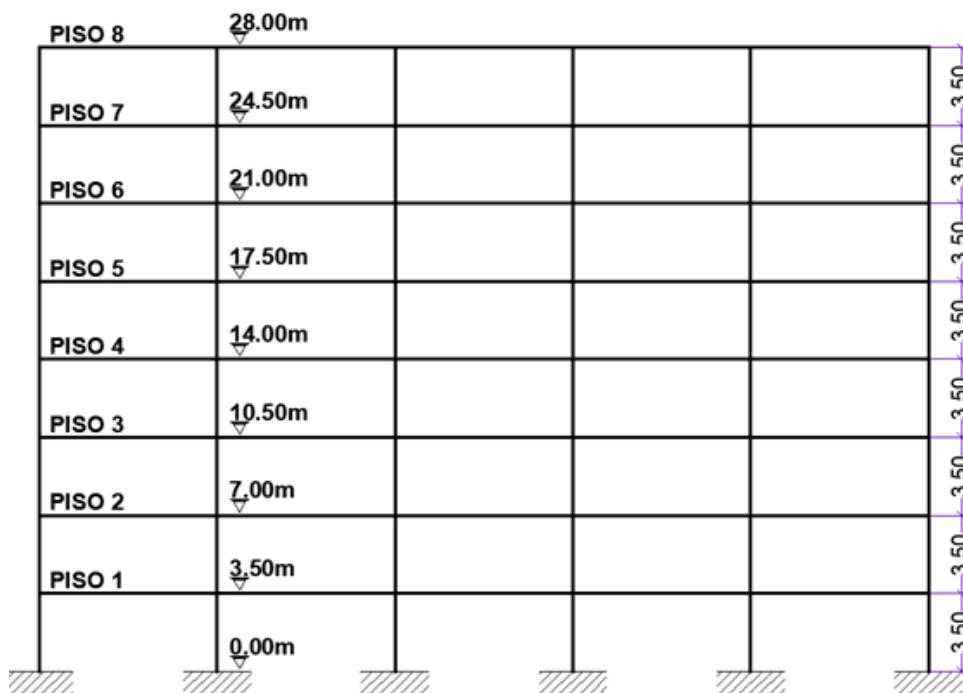
Elementos principales (gráfico 16).

- Columnas de perfil W, cuyas dimensiones irán cambiando cada 2 pisos.
- Vigas principales (VP) de perfil W con luces de 8 metros que estarán apoyadas en las columnas.
- Vigas secundarias (VS) de perfil W con luces de 8 metros que estarán apoyadas en las vigas principales a cada 2.67 metros.
- Nervios (N) de perfil W con luces de 2.67 metros que estarán apoyados en vigas principales y secundarias a cada 2.00 metros.

Elementos de arriostramientos.

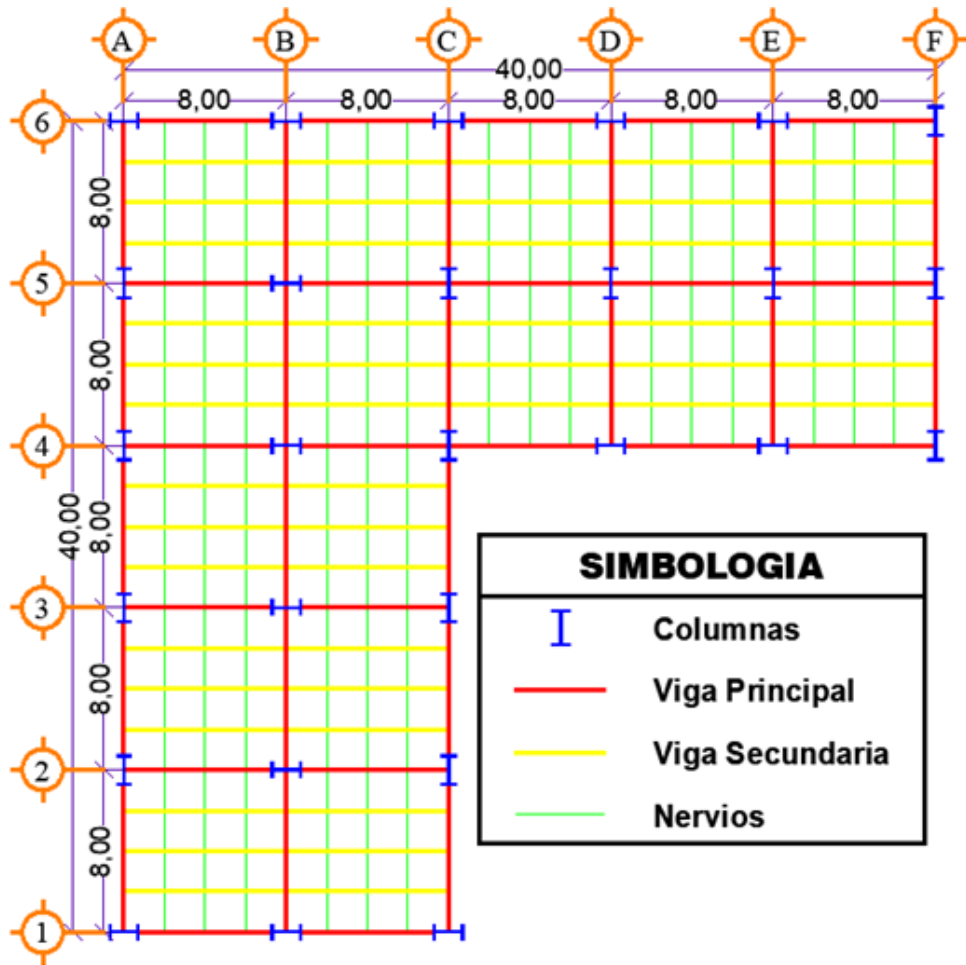
- Riostras (RC) de perfil HSS redondo con una longitud de 5.32 metros se conecta con las columnas y a la mitad de las vigas principales (Riostras que se utilizarán en el diseño de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente).
- Riostras (RE) de perfil HSS redondo con una longitud de 4.95 metros se conecta con las columnas y a 3.50 metros de las vigas principales (Riostras que se utilizarán en el diseño de Pórticos Arriostrados Excéntricamente).

Gráfico 16: Elevación de edificación



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

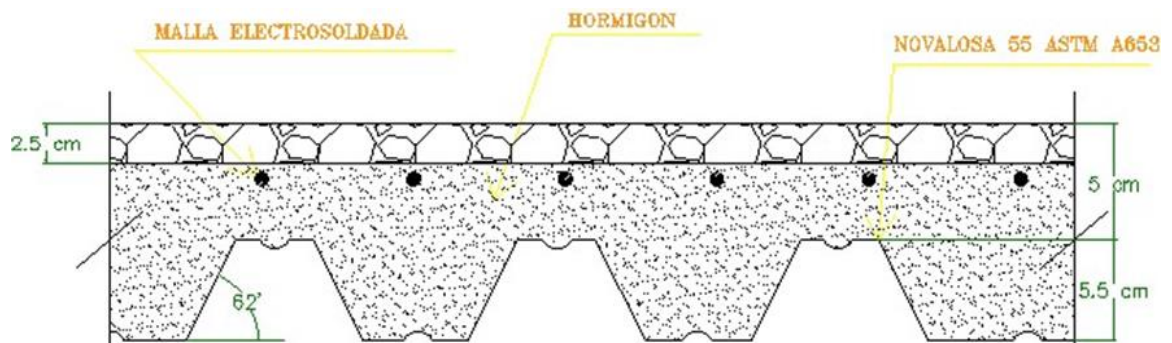
Gráfico 17: Planta de Edificación



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.1.3. Sistema de losa

Gráfico 18: Losa Steel Deck a utilizarse en el diseño de la edificación.



Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019).

Para el presente trabajo de titulación se utilizará el mismo sistema de losa de (Muñiz&Alarcón, 2019), el cual comprende de las siguientes características: La losa de la edificación será del tipo Steel Deck (gráfico 18). 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.

4.2. Carga sobrepuesta.

4.2.1. Cálculo de carga muerta.

Para el cálculo de la carga muerta se usan las cargas detalladas en las tablas 16 y 17 para los distintos componentes.

Tabla 16: Carga muerta de losa tipo (Piso 1-7).

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/m²

Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019).

Tabla 17: Carga muerta de losa tipo (Piso 8).

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/m²

Fuente: (Muñiz&Alarcón, 2019).

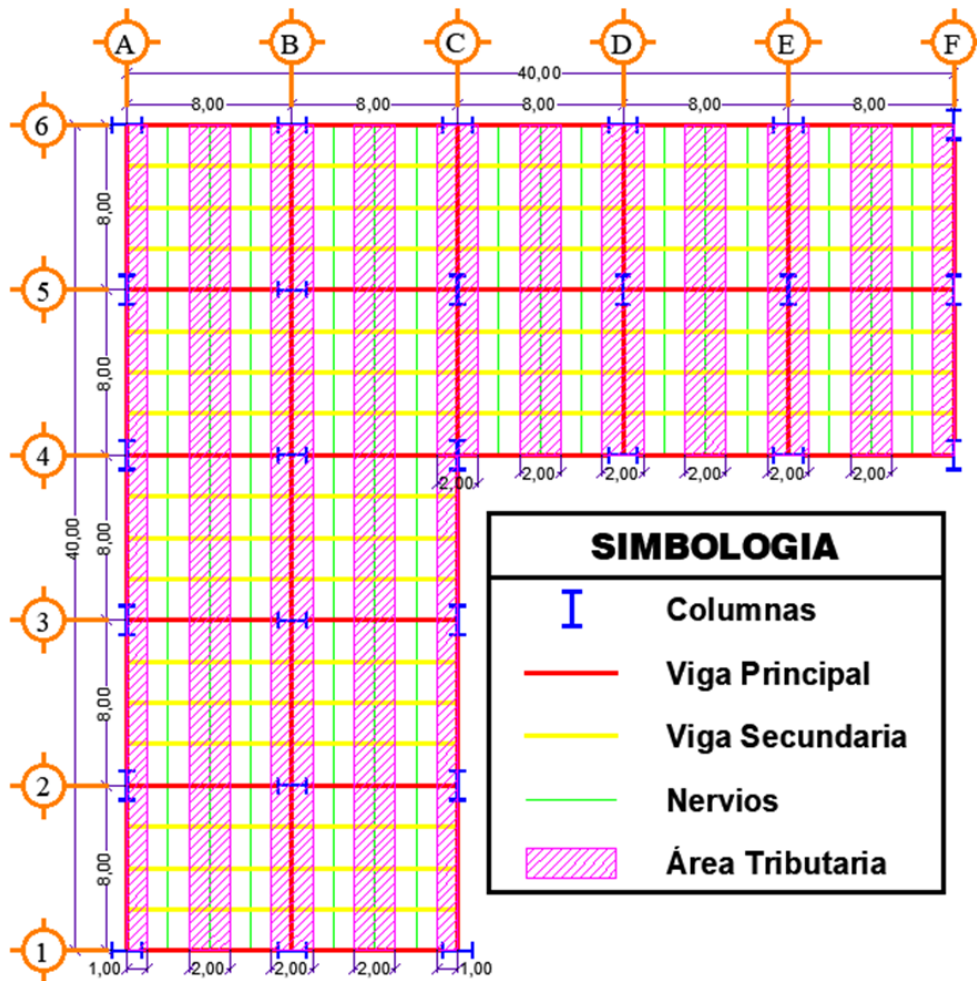
4.2.2. Cálculo de carga viva.

Para el cálculo de la carga viva se asume que el edificio a diseñar tendrá un uso específico para oficinas durante el transcurso de su vida útil. Se adopta una carga viva de 240 kg/m² para los

primeros 7 pisos de la edificación. Para el caso del piso 8 de la losa de cubierta se considera una carga viva de 70 kg/m^2 (Muñiz&Alarcón, 2019).

4.2.3. Cálculo de cargas sobreimpuestas en nervios y vigas en dirección Y.

Gráfico 19: Áreas tributarias para nervios y vigas principales en dirección Y.



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Las vigas principales en la dirección Y, se encuentran desde los ejes A hasta el F. Las vigas en pórticos exteriores tienen un ancho de influencia de 1.00m (VPYA y VPYF desde los ejes 1 al 6; y, VPYC desde los ejes 1 al 4). Las vigas en pórticos interiores tienen un ancho de influencia de 2.00m (VPYB, VPYD y VPYE desde los ejes 1 al 6; y, VPYC desde los ejes 4 al 6).

Los tres nervios del sistema de losa Steel-Deck, son paralelos a las vigas principales en la dirección Y; y tienen un ancho de influencia de 2.00m (gráfico 19).

Tabla 18: Cargas sobreimpuestas en pórticos VPYA – VPYF para piso 1 – 7.

Descripción	W _D (Ton/m)	W _L (Ton/m)
VPYA	0.45	0.24
VPYB	0.90	0.48
VPYC (1 – 4)	0.45	0.24
VPYC (4 – 6)	0.90	0.48
VPYD	0.90	0.48
VPYE	0.90	0.48
VPYF	0.45	0.24
NERVIOS	0.90	0.48

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Tabla 19: Cargas sobreimpuestas en pórticos VPYA – VPYF para piso 8.

Descripción	W _D (Ton/m)	W _L (Ton/m)
VPYA	0.32	0.07
VPYB	0.64	0.14
VPYC (1 – 4)	0.32	0.07
VPYC (4 – 6)	0.64	0.14
VPYD	0.64	0.14
VPYE	0.64	0.14
VPYF	0.32	0.07
NERVIOS	0.64	0.14

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Vigas VPYA, VPYC (ejes 1 - 4) y VPYF en pisos 1-7.-

Se detalla a continuación, el cálculo de la carga distribuida (viva y muerta) sobreimpuesta para las vigas VPYA, VPYC (ejes 1 - 4) y VPYF correspondientes al piso 1-7:

a1) Carga muerta distribuida.

$W_D = (\text{Carga muerta de losa}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_D = \left(450.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times (1.00\text{m}) = 450.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b1) Carga viva distribuida.

$W_L = (\text{Carga de oficina}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_L = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times (1.00\text{m}) = 240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Vigas VPYB, VPYC (ejes 4 - 6), VPYD y VPYE en pisos 1-7.-

Se detalla el cálculo de la carga distribuida (viva y muerta) sobrepuesta en los nervios y las vigas VPYB, VPYC (ejes 4 - 6), VPYD y VPYE correspondientes al piso 1-7:

a2) Carga muerta distribuida.

$W_D = (\text{Carga muerta de losa}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_D = \left(450.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (2.00\text{m}) = 900.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b2) Carga viva distribuida.

$W_L = (\text{Carga de oficina}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_L = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (2.00\text{m}) = 480.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Vigas VPYA, VPYC (ejes 1 - 4) y VPYF en piso 8.-

Se detalla el cálculo de la carga distribuida (viva y muerta) sobrepuesta en las vigas VPYA, VPYC (ejes 1 - 4) y VPYF correspondientes al piso 8:

a3) Carga muerta distribuida.

$W_D = (\text{Carga muerta de losa}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_D = \left(320.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (1.00\text{m}) = 320.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.32 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b3) Carga viva distribuida.

$W_L = (\text{Carga de oficina}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_L = \left(70.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (1.00\text{m}) = 70.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.07 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Vigas VPYB, VPYC (ejes 4 - 6), VPYD y VPYE en piso 8.-

Se detalla el cálculo de la carga distribuida (viva y muerta) sobrepuesta en los nervios y las

vigas VPYB, VPYC (ejes 4 - 6), VPYD y VPYE correspondientes al piso 8:

a4) Carga muerta distribuida.

$W_D = (\text{Carga muerta de losa}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_D = \left(320.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times (2.00\text{m}) = 640.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.64 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b4) Carga viva distribuida.

$W_L = (\text{Carga de oficina}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_L = \left(70.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times (2.00\text{m}) = 140.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

4.3. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.

4.3.1. Diseño de losa.

Se usará el mismo diseño de losa de (Muñiz&Alarcón, 2019), mismo que está conformado de: una placa colaborante de acero galvanizado con un espesor de 0.76 mm, un espesor de losa de hormigón de 5 cm medido desde la parte superior de la Novalosa 55 y una separación máxima entre apoyos para la losa de 2 metros

4.3.2. Diseño de Nervios (N).

El nervio tipo es diseñado para cargas muertas y cargas vivas correspondientes a los pisos 1-7 y se adopta el mismo diseño para los nervios de cubierta, aunque tenga menos carga; por simplicidad de diseño (Muñiz&Alarcón, 2019).

Para el cálculo de las cargas muertas y vivas, carga uniforme y linealmente distribuidas sobre los nervios, se usa el ancho de influencia de 2.00 m (gráfico 19), definido sobre éstos.

Cálculo de la carga de diseño sobre nervio tipo.-

Carga Muerta.

$W_D = (\text{Carga Muerta de Losa}) \times (\text{Ancho de influencia})$

$$W_D = \left(450.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (2.00\text{m}) = 900.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga viva.

$$W_L = (\text{Carga Viva Oficina}) \times (\text{Ancho de influencia})$$

$$W_L = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (2.00\text{m}) = 480.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga factorada de diseño.

$$W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L$$

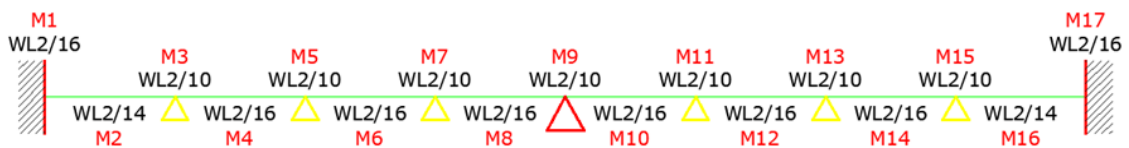
$$W_u = 1.2 \left(900.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) + 1.6 \left(480.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) = 1848.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Diseño por flexión de un nervio tipo.-

Para realizar el cálculo del momento último en los vanos se utilizó los coeficientes ACI de la tabla 6.5.2 del mismo código.

$$M_u = \frac{(W_u) * (l^2)}{\text{Coeficiente ACI}} = \frac{\left(1848.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (2.00\text{m})^2}{\text{Coeficiente ACI}}$$

Gráfico 20: Coeficientes ACI en vigas continuas.



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 20: Momentos en nervios.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
462.00kg m	528.00kg m	739.20kg m	462.00kg m	739.20kg m	462.00kg m
Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11	Momento 12
739.20kg m	462.00kg m	739.20kg m	462.00kg m	739.20kg m	462.00kg m
Momento 13	Momento 14	Momento 15	Momento 16	Momento 17	
739.20kg m	462.00kg m	739.20kg m	528.00kg m	462.00kg m	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniéndose un momento máximo = 739.20kg m = 5.35kips ft

Se tiene que $C_b = 1.14$ (Tabla 3-1 Manual AISC) y se calcula el momento último efectivo.

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = \frac{5.35 \text{kips ft}}{1.14} = 4.69 \text{kips ft}$$

$$L_b = 200 \text{cm} = 6.56 \text{ft}$$

Teniendo $M_{u \text{ efectivo}} = 4.69 \text{kips ft}$ y $L_b = 6.56 \text{ft}$ se usa las gráficas de la tabla 3-10 del manual AISC y se obtiene un perfil W8X13

Se vuelve a calcular la carga factorada y el momento último tomando en cuenta el peso propio del nervio de 19.35 kg/m.

Carga factorada

$$W_u = 1.2 (W_D + \text{Peso Propio Nervio}) + 1.6 W_L$$

$$W_u = 1.2 \left(900.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1.6 \left(480.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) = 1871.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Momento último

$$M_u = \frac{(W_u) * (l^2)}{\text{Coeficiente ACI}} = \frac{\left(1871.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (2.00 \text{ m})^2}{\text{Coeficiente ACI}}$$

Tabla 21: Momentos en nervios

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
467.80kg m	534.63kg m	748.49kg m	467.80kg m	748.49kg m	467.80kg m
Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11	Momento 12
748.49kg m	467.80kg m	748.49kg m	467.80kg m	748.49kg m	467.80kg m
Momento 13	Momento 14	Momento 15	Momento 16	Momento 17	
748.49kg m	467.80kg m	748.49kg m	534.63kg m	467.80kg m	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniéndose un momento máximo = 748.49kg m = 5.41kips ft

Control de deflexión permisible (Δ_a).

$$\Delta_a = \frac{L}{360} = \frac{200 \text{ cm}}{360} = 0.56 \text{ cm}$$

Se adopta $\Delta_e = \frac{2WL^4}{384EI}$ suponiendo que se trata de una viga continua.

$$\Delta_e = \frac{2WL^4}{384EI} = \frac{2 \left(13.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right) (200 \text{ cm})^4}{384 \left(2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (1648.28 \text{ cm}^4)} = 0.03 \text{ cm}$$

Siendo $W = W_D + \text{Peso Propio Nervio} + W_L$

$$W = 900.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 480.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1399.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 13.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Condición: $\Delta_a > \Delta_e$

0.56 cm > 0.03 cm (Satisface la condición).

Chequeo de Resistencia a Corte (V_u).

$$V_u = \frac{(W_U)(L)}{2} = \frac{\left(1871.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (2.00 \text{ m})}{2} = 1871.22 \text{ kg}$$

Utilizando la tabla 3-2 del manual AISC, se obtiene un $\phi V_n = 55.1 \text{ kips} = 24992.94 \text{ kg}$ para un perfil W8x13

Condición: $V_u < \phi V_n$

1871.22 kg < 24992.94 kg (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.

Para Ala: $\lambda = 7.84$

Para Alma: $\lambda = 29.90$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 9.29$$

Como $\lambda < \lambda_p$

7.84 < 9.29 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 91.90$$

Como $\lambda < \lambda_p$

29.90 < 91.90 (Satisface la condición).

El Alma es compacta.

Revisión de resistencia a pandeo lateral torsional.-

Datos:

$$L_p = 90.83\text{cm} \quad L_b = 200.00\text{cm} \quad C_b = 1.14 \quad F_y = 3515.00\text{kg/cm}^2$$

$$L_r = 283.46\text{cm} \quad Z_x = 186.81\text{cm}^3 \quad E = 2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2 \quad S_x = 162.40\text{cm}^3$$

Con los datos obtenidos de la tabla 3-2 del manual AISC se cumple la condición.

$$L_p < L_b < L_r$$

$$90.83\text{cm} < 200.00\text{cm} < 283.46\text{cm}$$

Se calcula el momento plástico y el momento nominal.

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (186.81\text{cm}^3) = 656646.04\text{kg cm} = 6.57\text{Ton m}$$

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

$$M_n = 1.14 \left(6.57\text{Ton m} - \left(6.57\text{Ton m} - 0.7 \left(3515.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (162.40 \times 10^{-6}\text{m}^3) \right) \left(\frac{200.00\text{cm} - 90.83\text{cm}}{283.46\text{cm} - 90.83\text{cm}} \right) \right)$$

$$M_n = 582492.45\text{kg cm} = 5.82\text{Ton m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Entonces, $M_n \leq M_p$

$5.82\text{Ton m} \leq 6.57\text{Ton m}$ (satisface la condición).

Condición: $\phi M_n \geq M_u$

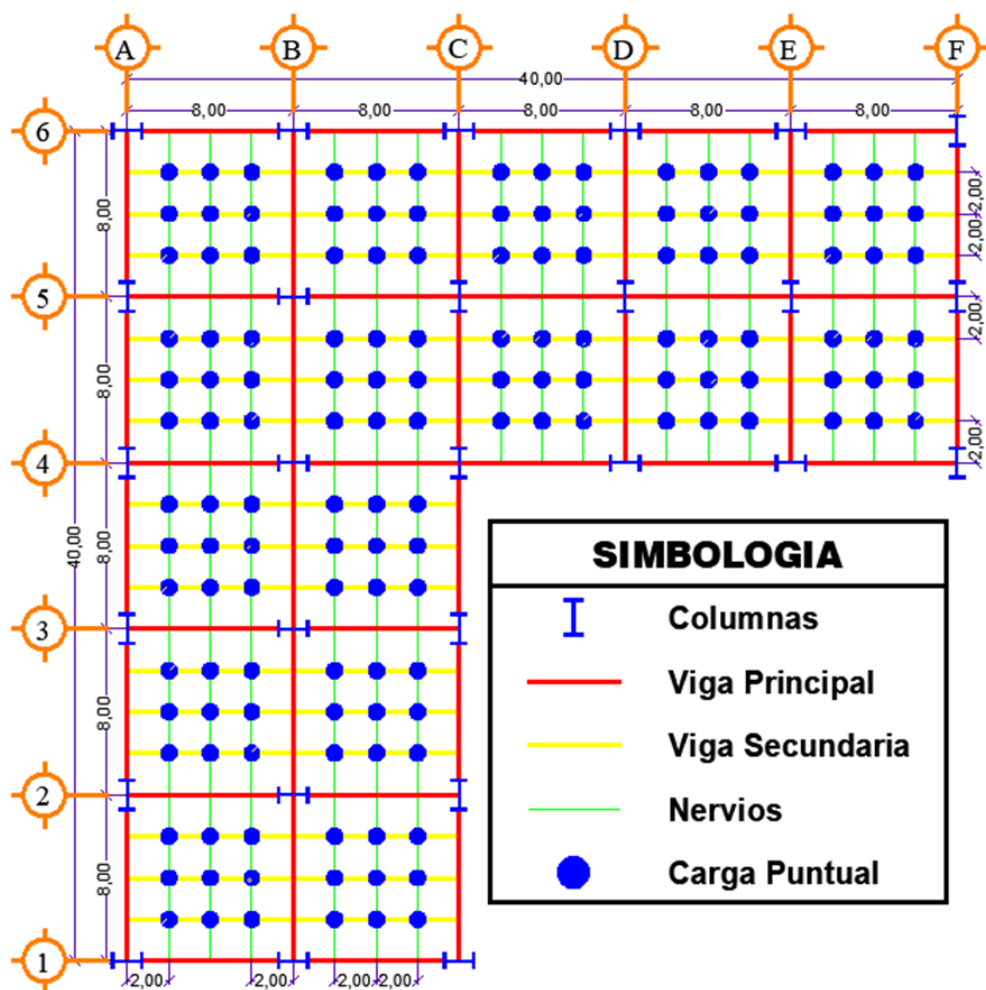
$(0.9) * (5.82\text{Ton m}) \geq 0.75\text{Ton m}$

$5.24\text{Ton m} \geq 0.75\text{Ton m}$ (El perfil es resistente a pandeo lateral torsional).

El perfil W8x13, cumple con los requerimientos de diseño para los nervios.

4.3.3. Diseño de Viga Secundaria (VS).

Gráfico 21: Cargas puntuales sobre vigas secundarias



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

La viga secundaria tipo es diseñada para cargas muertas y cargas vivas correspondientes para los pisos 1-7 y se adopta el mismo diseño para las vigas secundarias de cubierta, aunque tengan menos carga, por simplicidad de diseño (Muñiz&Alarcón, 2019).

Para calcular el valor de las cargas puntuales que actúan sobre las vigas secundarias, se usan las cargas uniformemente distribuidas sobre el área de la losa Steel-Deck: W_D , W_L ; y, el peso propio del nervio sobre la longitud de influencia de 2.00m tributaria.

Cálculo de la carga de diseño sobre viga secundaria de losa tipo (pisos 1 -7).-

Carga Muerta.

$$P_D = (W_D + \text{Peso Propio Nervio}) \times (\text{Longitud de Influencia})$$

$$P_D = \left(900.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) \times (2.00\text{m}) = 1838.70\text{kg}$$

Carga viva.

$$P_L = (W_L) \times (\text{Longitud de Influencia})$$

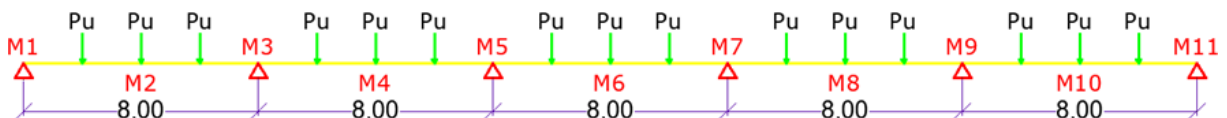
$$P_L = \left(480.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) \times (2.00\text{m}) = 960.00\text{kg}$$

Carga factorada de diseño.

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L$$

$$P_u = 1.2 (1838.70\text{kg}) + 1.6 (960.00\text{kg}) = 3742.44\text{kg}$$

Gráfico 22: Disposición de cargas puntuales sobre viga secundaria.

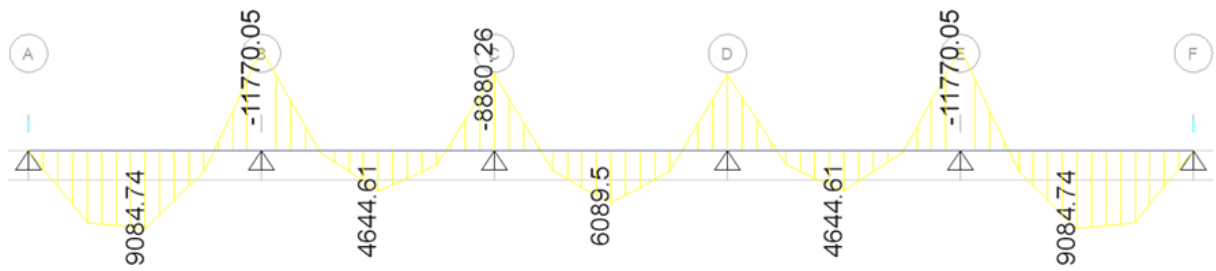


Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Diseño por deflexión de viga secundaria.-

Para realizar el cálculo del momento último en los vanos se utilizó el programa ETABS.

Gráfico 23: Diagrama de Momentos en Vigas Secundaria



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniendo un momento máximo = 11770.05kg m = 85.13kips ft

Se tiene que $C_b = 1.14$, (Tabla 3-1 Manual AISC) y se calcula el momento último efectivo.

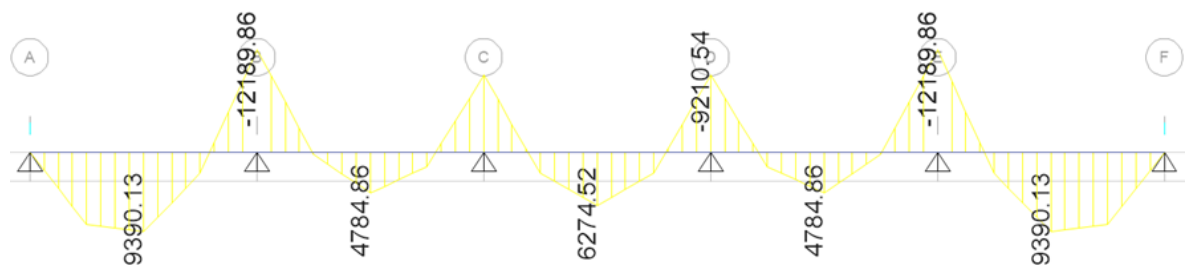
$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = \frac{85.13 \text{ kips ft}}{1.14} = 74.68 \text{ kips ft}$$

$$L_b = 200 \text{ cm} = 6.56 \text{ ft}$$

Teniendo $M_{u \text{ efectivo}} = 74.68 \text{ kips ft}$ y $L_b = 6.56 \text{ ft}$ se usa las gráficas de la tabla 3-10 del manual AISC y se obtiene un perfil W16x36.

Utilizando el programa ETABS se vuelve a calcular el momento último tomando en cuenta el peso propio de la viga secundaria de 53.57kg/m.

Gráfico 24: Diagrama de Momentos en Vigas Secundarias



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniendo un momento máximo = 12189.86kg m = 88.17kips ft

Control de deflexión permisible (Δ_a).

Mediante los resultados obtenidos del programa ETABS, para una viga W16x36 en la cual actúan las cargas vivas y muertas se tiene un $\Delta_e = 0.99\text{cm}$.

$$\Delta_a = \frac{L}{360} = \frac{800 \text{ cm}}{360} = 2.22\text{cm}$$

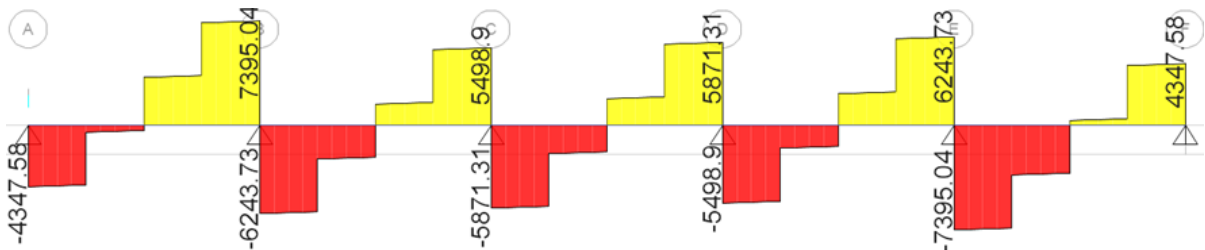
Condición: $\Delta_a > \Delta_e$

$2.22\text{cm} > 0.99\text{cm}$ (Satisface la condición).

Chequeo de Resistencia a Corte (V_u).

Para realizar el cálculo del V_u en los vanos se utilizó el programa ETABS.

Gráfico 25: Diagrama de Cortes en Vigas Secundarias



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniendo un $V_u = 7395.04\text{kg}$

Utilizando la tabla 3-2 del manual AISC se obtiene un $\phi V_n = 140.00\text{kips} = 7395.04\text{kg}$ para un perfil W16X36.

Condición: $V_u < \phi V_n$

$7395.04\text{kg} < 63502.93\text{kg}$ (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 8.12$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 9.29$$

Como $\lambda < \lambda_p$

8.12 < 9.29 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

Para Alma: $\lambda = 48.10$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 91.90$$

Como $\lambda < \lambda_p$

48.10 < 91.90 (Satisface la condición).

El Alma es compacta.

Revisión de resistencia a pandeo lateral torsional.-

Datos:

$$L_p = 163.68\text{cm} \quad L_b = 200.00\text{cm} \quad C_b = 1.14 \quad F_y = 3515.00\text{kg/cm}^2$$

$$L_r = 463.30\text{cm} \quad Z_x = 1048.77\text{cm}^3 \quad E = 2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2 \quad S_x = 925.87\text{cm}^3$$

Con los datos obtenidos de la tabla 3-2 del manual AISC se cumple la condición.

$$L_p < L_b < L_r$$

$$163.68\text{cm} < 200.00\text{cm} < 463.30\text{cm}$$

Se calcula el momento plástico y el momento nominal.

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (1048.77 \text{ cm}^3)$$

$$M_p = 3686433.92 \text{ kg cm} = 36.86 \text{ Ton m}$$

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

$$M_n = 1.14 \left(25.46 \text{ Ton m} - \left(25.46 \text{ Ton m} - 0.7 \left(35150.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (925.87 \times 10^{-6} \text{ m}^3) \right) \left(\frac{200.00 \text{ cm} - 163.68 \text{ cm}}{463.30 \text{ cm} - 163.68 \text{ cm}} \right) \right)$$

$$M_n = 4007901.77 \text{ kg cm} = 40.08 \text{ Ton m}$$

Como, $M_n \leq M_p$

$40.08 \text{ Ton m} \leq 36.86 \text{ Ton m}$ (no satisface la condición).

Entonces: $\phi M_n = \phi M_p$

Condición: $\phi M_n \geq M_u$

$(0.9) * (36.86 \text{ Ton m}) \geq 16.21 \text{ Ton m}$

$33.18 \text{ Ton m} \geq 16.21 \text{ Ton m}$ (El perfil es resistente a pandeo lateral torsional).

El perfil W16x36, cumple con los requerimientos de diseño para las vigas secundarias.

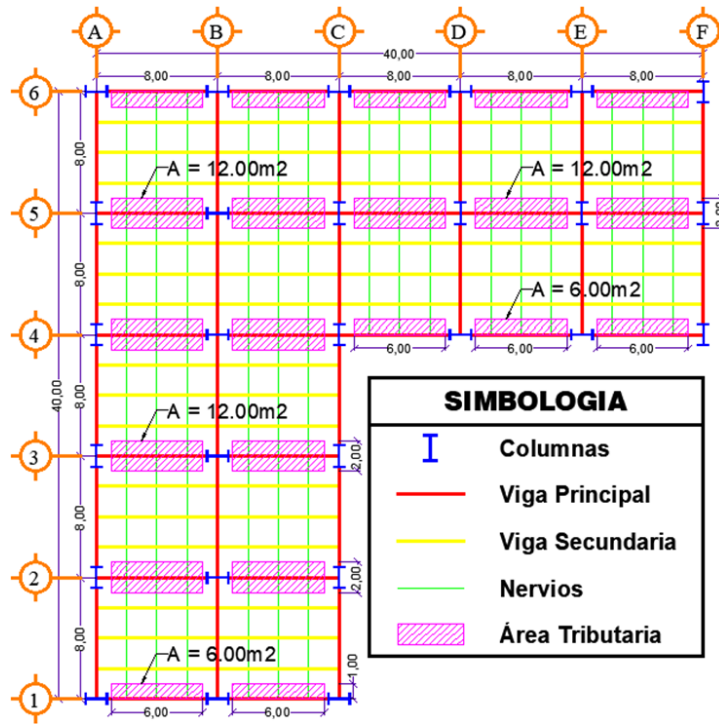
4.3.4. Pre-dimensionamiento de la viga principal (VP)

Las vigas principales son pre-dimensionadas para las cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas correspondientes para los pisos 1-7. Para las cargas sísmicas (alícuota asumida en instancia de pre-dimensionamiento, por ausencia de datos de un primer análisis), se asume que tendrán momentos y cortantes internos en las vigas de magnitud similar a los efectos de las cargas vivas y cargas muertas (Muñiz&Alarcón, 2019). Se pre-dimensiona con la viga principal crítica (Viga en dirección Y) y se adopta el mismo perfil de viga para ambas direcciones en la edificación.

Viga Principal (Dirección X) – Área tributaria = 12.00 m^2

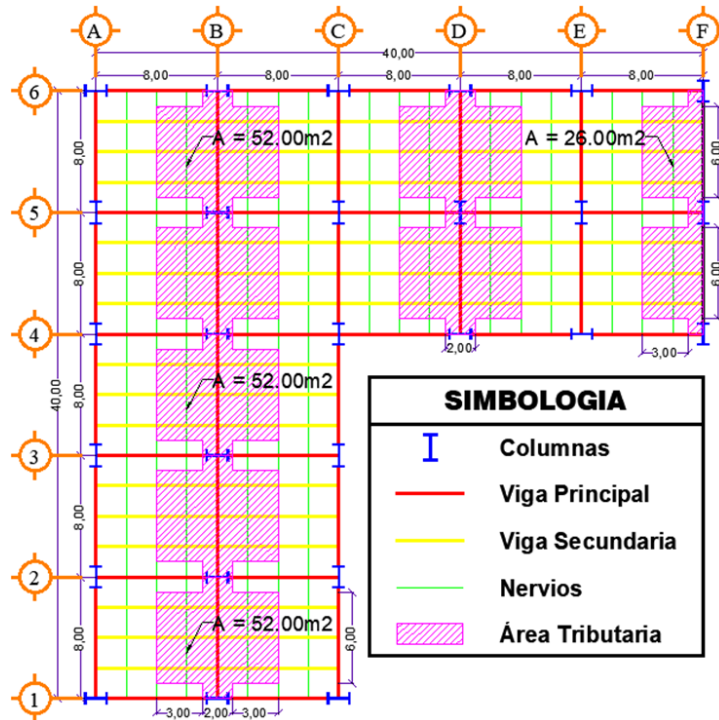
Viga Principal (Dirección Y) – Área tributaria = 52.00 m^2

Gráfico 26: Área tributaria de vigas principal en dirección X.



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 27: Área tributaria de vigas principal en dirección Y.



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Cálculo de la carga de pre-dimensionamiento sobre Viga Principal (Dirección Y).-

Carga Muerta.

Peso Muerto Losa = (Carga Muerta de Losa)x(Area Tributaria)

$$\text{Peso Muerto Losa} = \left(450.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (52.00\text{m}^2) = 23400.00\text{kg}$$

Peso Nervios = (Peso Propio)x(Longitud de influencia)

$$\text{Peso Nervios} = \left(19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \times (18.00\text{m}) = 348.23\text{kg}$$

Peso Vigas Secundarias = (Peso Propio)x(Longitud de influencia)

$$\text{Peso Vigas Secundarias} = \left(53.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \times (24.00\text{m}) = 1285.77\text{kg}$$

P_D = Peso Muerto Losa + Peso Nervios + Peso Vigas Secundarias

$$P_D = 23400.00\text{kg} + 348.23\text{kg} + 1285.77\text{kg} = 25034.00\text{kg}$$

$$W_D = \frac{P_D}{\text{Longitud de Viga}}$$

$$W_D = \frac{25034.00\text{kg}}{8.00\text{m}} = 3129.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga viva.

P_L = (Carga Viva Oficina)x(Area Tributaria)

$$P_L = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (52.00\text{m}^2) = 12480.00\text{kg}$$

$$W_L = \frac{P_L}{\text{Longitud de Viga}}$$

$$W_L = \frac{12480.00\text{kg}}{8.00\text{m}} = 1560.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga factorada de diseño.

$$W_u = 1.2 W_D + W_L$$

$$W_u = 1.2 \left(3129.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1560.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5315.10 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

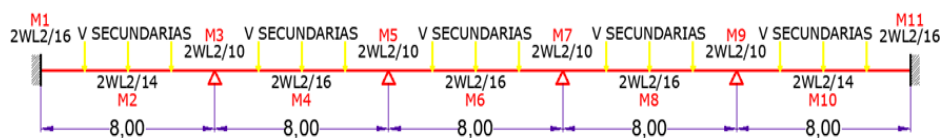
Pre-dimensionamiento por flexión en viga principal.-

Para realizar el cálculo del momento último en los vanos se utilizó los coeficientes ACI de la tabla 6.5.2 del mismo código.

FM = 2 (Factor de Mayoración para incluir efectos de la carga sísmica desconocidos en la instancia del pre-dimensionamiento)

$$M_u = \frac{FM W_U l^2}{\text{Coeficiente ACI}} = \frac{2 \left(5315.10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (8.00 \text{ m})^2}{\text{Coeficiente ACI}}$$

Gráfico 28: Coeficientes ACI en vigas continuas



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 22: Momentos en viga principal

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
42520.80kg m	48595.21kg m	68033.29kg m	42520.80kg m	68033.29kg m	42520.80kg m
Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11	
68033.29kg m	42520.80kg m	68033.29kg m	48595.21kg m	42520.80kg m	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniendo un momento máximo = 68033.29kg m = 492.09kips ft

Se obtiene que $C_b = 1.14$, (Tabla 3-1 Manual AISC) y se calcula el momento último efectivo.

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = \frac{492.09 \text{ kips ft}}{1.14} = 431.65 \text{ kips ft}$$

$$L_b = 200.00\text{cm} = 6.56\text{ft}$$

Teniendo $M_u \text{ efectivo} = 431.65\text{kips ft}$ y $L_b = 6.56\text{ft}$ se usa las gráficas de la tabla 3-10 del manual AISC, se obtiene un perfil W24X55.

Se vuelve a calcular la carga factorada y el momento último tomando en cuenta el peso propio del nervio de 84.83kg/m .

Carga factorada

$$W_u = 1.2 (W_D + \text{Peso Propio Viga Principal}) + W_L$$

$$W_u = 1.2 \left(3129.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 81.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1560.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5413.32 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Momento último

$$M_u = \frac{FM W_u l^2}{\text{Coeficiente ACI}} = \frac{2 \left(5413.32 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (8.00 \text{ m})^2}{\text{Coeficiente ACI}}$$

Tabla 23: Momentos en viga principal

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
43306.56kg m	49493.21kg m	69290.49kg m	43306.56kg m	69290.49kg m	43306.56kg m
Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11	
69290.49kg m	43306.56kg m	69290.49kg m	49493.21kg m	43306.56kg m	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Teniendo un momento máximo = $69290.49\text{kg m} = 501.18\text{kips ft}$

Control de deflexión permisible (Δ_a).

$$\Delta_a = \frac{L}{360} = \frac{800 \text{ cm}}{360} = 2.22\text{cm}$$

Se adopta $\Delta_e = \frac{2WL^4}{384EI}$ suponiendo que se trata de una viga continua.

Siendo $W = W_D + \text{Peso Propio Viga Principal} + W_L$

$$W = 3129.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 81.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 1560.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 4771.10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 47.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$\Delta_e = \frac{2WL^4}{384EI} = \frac{2 \left(47.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right) (800.00 \text{ cm})^4}{384 \left(2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (56191.24 \text{ cm}^4)} = 0.86 \text{ cm}$$

Condición: $\Delta_a > \Delta_e$

2.22cm > 0.86cm (Satisface la condición).

Chequeo de Resistencia a Corte (V_u).

$$V_u = \frac{(W_U)(L)}{2} = \frac{\left(5413.32 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (8.00 \text{ m})}{2} = 21653.28 \text{ kg}$$

Utilizando la tabla 3-2 del manual AISC se obtiene un $\phi V_n = 251.00 \text{ kips} = 113851.68 \text{ kg}$ para un perfil W24X55

Condición: $V_u < \phi V_n$

21653.28kg < 113851.68kg (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.

Para Ala: $\lambda = 6.94$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 9.29$$

Para Alma: $\lambda = 54.60$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 91.90$$

Como $\lambda < \lambda_p$

Como $\lambda < \lambda_p$

6.94 < 9.29 (Satisface la condición).

54.60 < 91.90 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

El Alma es compacta.

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Se debe comprobar que las secciones cumplan las relaciones ancho-espesor para miembros con alta ductilidad debido a que ciertos pórticos son “no arriostrados especiales”.

Para Ala: $\lambda = 6.94$

Para Alma: $\lambda = 54.60$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 59.88$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

6.94 < 7.33 (Satisface la condición).

54.60 < 59.88 (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo lateral torsional.-

Datos:

$$L_p = 144.17\text{cm} \quad L_b = 200.00\text{cm} \quad C_b = 1.14 \quad F_y = 3515.00\text{kg/cm}^2$$

$$L_r = 423.67\text{cm} \quad Z_x = 2195.87\text{cm}^3 \quad E = 2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2 \quad S_x = 1868.13 \text{ cm}^3$$

Con los datos obtenidos de la tabla 3-2 del manual AISC se cumple la condición.

$$L_p < L_b < L_r$$

$$144.17\text{cm} < 200.00\text{cm} < 423.67\text{cm}$$

Se calcula el momento plástico y el momento nominal.

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (2195.87\text{cm}^3) = 7718471.01\text{kg cm} = 77.18 \text{ Ton m}$$

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

$$M_n = 1.14 \left(77.18\text{Ton m} - \left(77.18\text{Ton m} - 0.7 \left(35150.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (1868.13 \times 10^{-6}\text{m}^3) \right) \left(\frac{200.00\text{cm} - 144.17\text{cm}}{423.67\text{cm} - 144.17\text{cm}} \right) \right)$$

$$M_n = 8088153.16\text{kg cm} = 80.88\text{Ton m}$$

Como, $M_n \leq M_p$

$80.88\text{Ton m} \leq 77.18\text{Ton m}$ (No satisface la condición).

Entonces: $\phi M_p \geq M_u$

$$(0.9) * (77.18\text{Ton m}) \geq 69.34\text{Ton m}$$

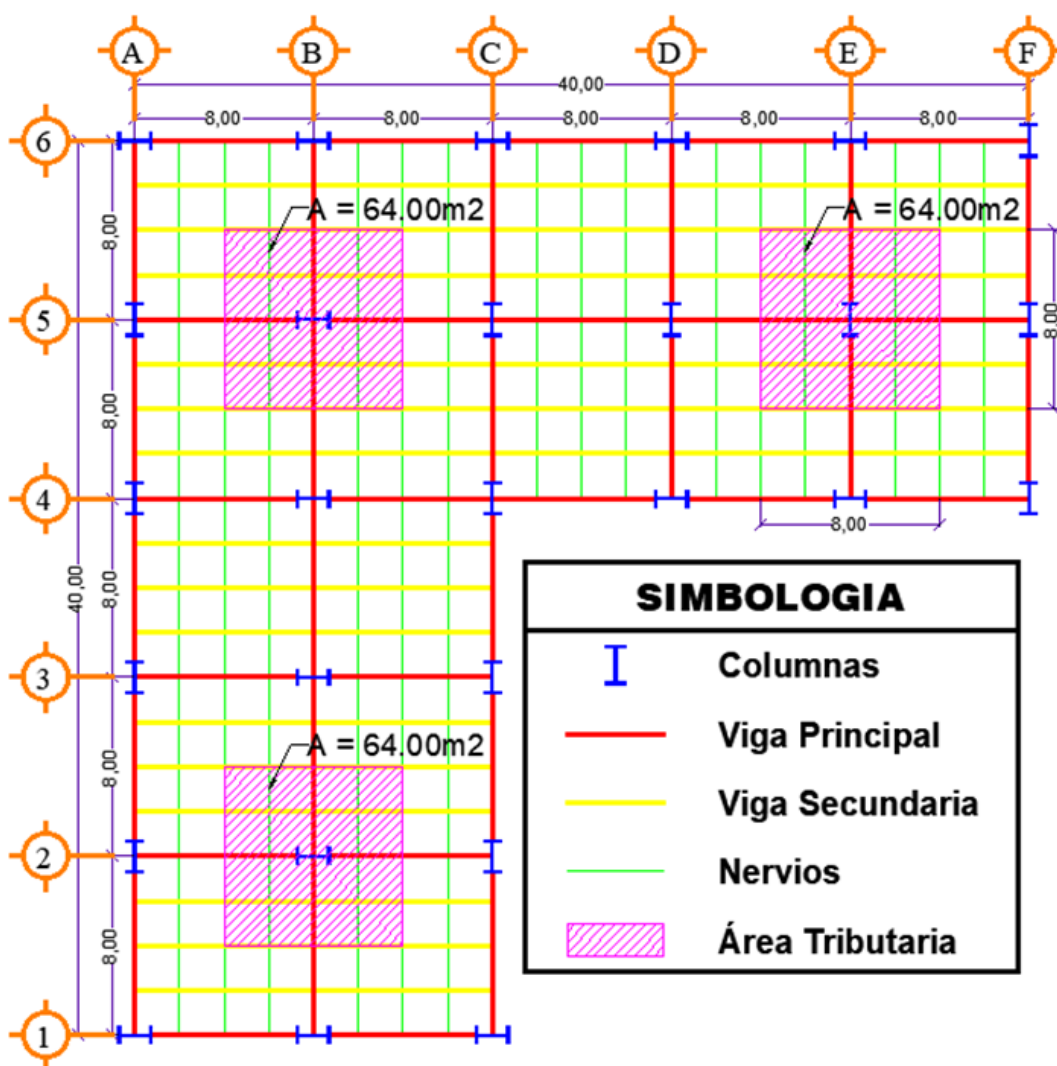
$69.47\text{Ton m} \geq 69.34\text{Ton m}$ (El perfil es resistente a pandeo lateral torsional).

El perfil W24X55, cumple con los requerimientos de pre-dimensionamiento para las vigas principales.

4.3.5. Pre-dimensionamiento de Columnas.

Para realizar el pre-dimensionamiento de las columnas se tomará en cuenta una columna central de la Planta Baja, con un área tributaria de 64.00 m^2 . Estas columnas reciben más cargas de gravedad (cargas vivas y cargas muertas). El perfil obtenido por el pre-dimensionamiento, se adoptará para todas las columnas en la planta.

Gráfico 29: Área tributaria de Columnas Centrales.



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Cálculo de la carga vertical por cada piso (1 – 7).-

Carga Muerta.

Peso Muerto Losa = (Carga Muerta de Losa)x(Area Tributaria)

$$\text{Peso Muerto Losa} = \left(450.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (64.00\text{m}^2) = 28800.00\text{kg}$$

Peso Nervio = (Peso Propio)x(Longitud de influencia)

$$\text{Peso Nervio} = \left(19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \times (24.00\text{m}) = 464.31\text{kg}$$

Peso Viga Secundaria = (Peso Propio)x(Longitud de influencia)

$$\text{Peso Viga Secundaria} = \left(53.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \times (24.00\text{m}) = 1285.77\text{kg}$$

Peso Viga Principal = (Peso Propio)x(Longitud de influencia)

$$\text{Peso Viga Principal} = \left(81.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \times (16.00\text{m}) = 1309.58 \text{ kg}$$

P_D = Peso Muerto Losa + Peso Nervio + Peso Viga Secundaria + Peso Viga Principal

$$P_D = 28800.00\text{kg} + 464.31\text{kg} + 1285.77\text{kg} + 1309.58\text{kg}$$

$$P_D = 31859.67\text{kg}$$

Carga viva.

P_L = (Carga Viva Oficina)x(Area Tributaria)

$$P_L = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \times (64.00\text{m}^2)$$

$$P_L = 15360.00 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga vertical del piso 8.-

Tabla 24: Carga Viva y Muerta de piso 8 para pre-dimensionamiento de columnas.

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	320.00	kg/m ²
Carga viva para oficina	70.00	kg/m ²
Área tributaria	64.00	m ²
Peso Propio de Nervio	19.35	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	24.00	M
Peso Propio Viga Secundaria	53.57	kg/m
Longitud de influencia de Viga secundaria	24.00	M
Peso Propio Viga Principal	81.85	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	16.00	M
P_D	23539.67	Kg
P_L	4480.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Cálculo de la carga total para pre-dimensionamiento.-

Tabla 25: Carga Viva y Muerta por piso para pre-dimensionamiento de columnas

Carga Puntuales por Piso		
Nivel	P_D	P_L
Piso 1	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 2	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 3	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 4	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 5	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 6	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 7	31859.67kg	15360.00 kg
Piso 8	23539.67kg	4480.00 kg
Total	246557.32kg	112000.00 kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Carga factorada de diseño.

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L$$

$$P_u = 1.2 (246557.32\text{kg}) + 1.6 (112000.00\text{kg})$$

$$P_u = 475068.78\text{kg} = 475.07\text{Ton}$$

Tomando un valor asumido de $\frac{Kl}{r} = 50$ y el $F_Y = 50$ ksi, utilizando la tabla 4-22 del manual

AISC, se obtiene un valor de $\phi F_{cr} = 37.5$ ksi = $2636.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g$$

Para este caso, se considera que $P_u = \phi P_n$

$$P_u = \phi F_{cr} * A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi F_{cr}}$$

Se adopta un valor de 0.3 en la fórmula anterior para considerar la acción sísmica (misma que requiere baja intensidad de carga axial para desarrollo de ductilidad) y se calcula área bruta necesaria.

$$A_g = \frac{P_u}{0.3 * \phi F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{475068.78\text{kg}}{0.3 \left(2636.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 600.63\text{cm}^2 = 93.10\text{in}^2$$

Con el $A_g = 93.10\text{in}^2$, se selecciona un perfil W en la tabla 1-1 del manual AISC y se obtiene el perfil W27x336.

Se calcula el peso de las columnas para los 8 pisos:

Peso Columnas = Peso Propio * Altura * N° Pisos

$$\text{Peso Columnas} = \left(500.02 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) * (3.50 \text{ m}) * (8) = 14000.65 \text{ kg}$$

Nuevamente se calcula la carga factorada considerando el peso de las columnas.

Carga factorada de diseño.-

$$P_u = 1.2 (P_D + \text{Peso Propio Columnas}) + 1.6 P_L$$

$$P_u = 1.2 (246557.32\text{kg} + 14000.65\text{kg}) + 1.6 (112000.00\text{kg})$$

$$P_u = 491869.56\text{kg} = 491.87\text{Ton}$$

Con esta nueva carga factorada se vuelve a calcular el área bruta necesaria.

$$A_g = \frac{P_u}{0.3 * \phi F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{491869.56\text{kg}}{0.3 \left(2636.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 621.87\text{cm}^2 = 96.39\text{in}^2$$

Con el $A_g = 96.39\text{in}^2$, se selecciona un perfil W en la tabla 1-1 del manual AISC y se obtiene el perfil W30x357.

Datos del perfil W30x357

$$\text{Peso} = 357 \text{ lb/ft} \quad A_g = 105.00 \text{ in}^2 \quad r_y = 3.64 \text{ in}$$

$$\text{Peso} = 531.27 \text{ kg/m} \quad A_g = 677.42 \text{ cm}^2 \quad r_y = 9.25 \text{ cm}$$

Comprobación de Resistencia a la Compresión.-

Se calcula la relación de esbeltez con respecto al eje “Y” y se asume un valor de $k = 1.5$

$$\frac{Kl}{r_y} = \frac{(1.5)(350 \text{ cm})}{9.25 \text{ cm}} = 56.78$$

Con $\frac{Kl}{r_y} = 56.78$ y $F_y = 50 \text{ ksi}$, se utiliza la tabla 4-22 del manual AISC para obtener el valor de ϕF_{cr} .

Fy = 50ksi	
Kl/r	FFcr
56.00	35.80
56.78	X
57.00	35.50

$$x = 35.80 + \frac{35.50 - 35.80}{57.00 - 56.00} (56.78 - 56.00)$$

$$x = 35.56$$

$$\phi F_{cr} = 35.56 \text{ ksi}$$

$$\phi F_{cr} = 2500.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_u \leq 0.3 * \phi F_{cr} * A_g$$

$$492919.61 \text{ kg} \leq 0.3 \left(2500.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (677.42 \text{ cm}^2)$$

$$492919.61 \text{ kg} \leq 508156.54 \text{ kg} \text{ (Satisface la condición)}$$

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 3.45$

Para Alma: $\lambda = 21.60$

$$\lambda_p = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0.56 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 13.69$$

$$\lambda_p = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_p$

Como $\lambda < \lambda_p$

3.45 < 13.69 (Satisface la condición).

21.60 < 36.42 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

El Alma es compacta

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Se debe comprobar que las secciones cumplan las relaciones ancho-espesor para miembros con alta ductilidad debido a que ciertos pórticos son “no arriostrados especiales”

Para Ala: $\lambda = 3.45$

Para Alma: $\lambda = 21.60$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$C_a = \frac{492919.61 \text{kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (677.42 \text{cm}^2)}$$

$$C_a = 0.23 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

3.45 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.23)}$$

$$\lambda_{hd} = 50.82 > 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

21.60 < 50.82 (Satisface la condición).

El perfil W30x357 cumple los requisitos de pre-dimensionamiento para columna.

Tabla 26: Perfiles de columnas para cada piso

Nivel	Perfil
Piso 1 y 2	W30X357
Piso 3 y 4	W30X326
Piso 5 y 6	W30X292
Piso 7 y 8	W30X261

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.3.6. Pre-dimensionamiento de las diagonales rigidizadoras.

Para seleccionar un perfil para el pre-dimensionamiento de las diagonales rigidizadoras se utilizó el criterio técnico, definido por los autores, de usar el 5.00% del área bruta de las columnas de cada piso.

En los pisos 1 y 2 se utiliza un perfil de columna W30x357 con un $A_g = 105.00 \text{ in}^2$, con lo que se procede a calcular el área bruta necesaria para las diagonales rigidizadoras en dichos pisos de la estructura.

$$A_{g \text{ diagonal}} = 5\% A_{g \text{ columna}}$$

$$A_{g \text{ diagonal}} = 0.05(105.00 \text{ in}^2)$$

$$A_{g \text{ diagonal}} = 5.25 \text{ in}^2$$

Con el A_g requerido para la diagonal se busca en la tabla 1-13 del manual del AISC.

Tabla 27: Perfiles seleccionados para diagonales rigidizadoras concéntricas

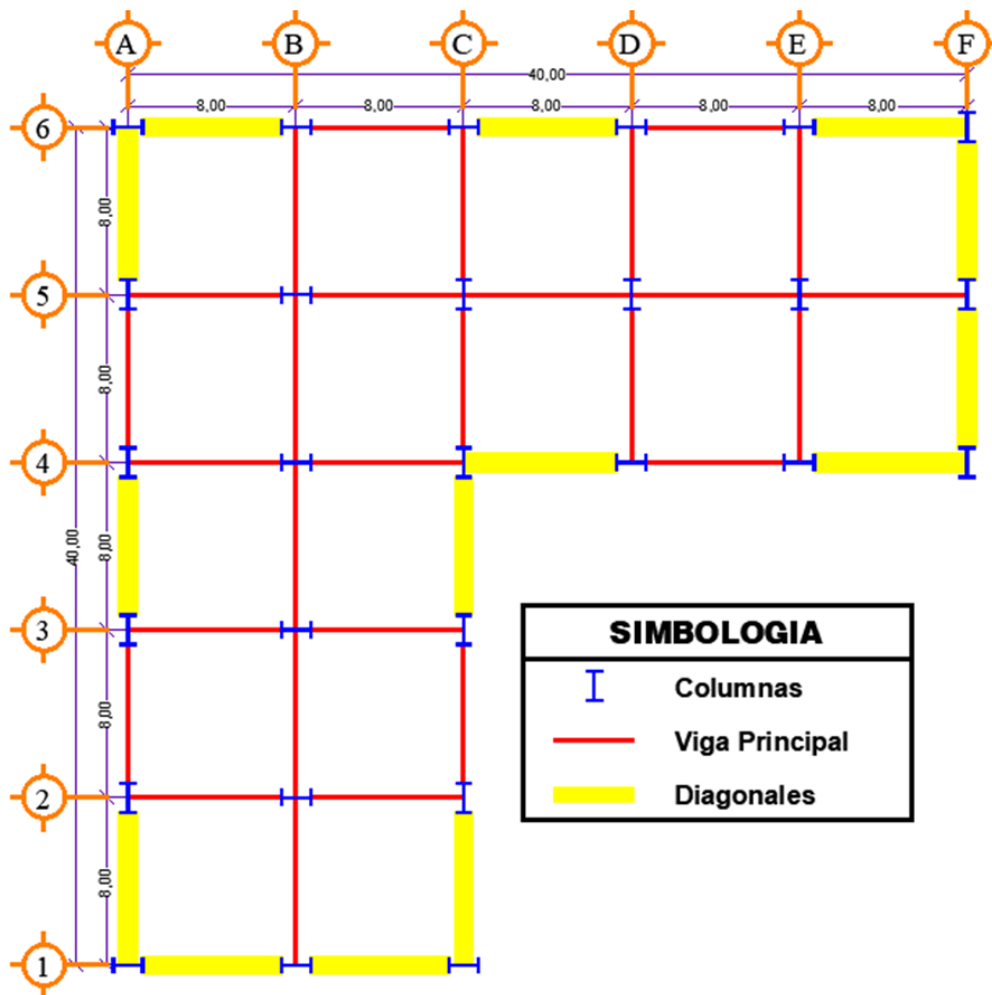
Nivel	Ag necesaria	Sección		
		Perfil	Ag	Peso
Pisos 1 y 2	5.25 in ²	HSS 5.563 X 0.375	5.72 in ²	20.80 lb/ft
Pisos 3 y 4	4.79 in ²	HSS 5.000 X 0.375	5.10 in ²	18.54 lb/ft
Pisos 5 y 6	4.30 in ²	HSS 5.000 X 0.312	4.30 in ²	15.64 lb/ft
Pisos 7 y 8	3.85 in ²	HSS 4.500 X 0.337	4.12 in ²	15.00 lb/ft

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

4.4. Análisis del Pre-diseño de la Estructura de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF).

4.4.1. Disposición de las diagonales rigidizadoras concéntricas en la estructura.

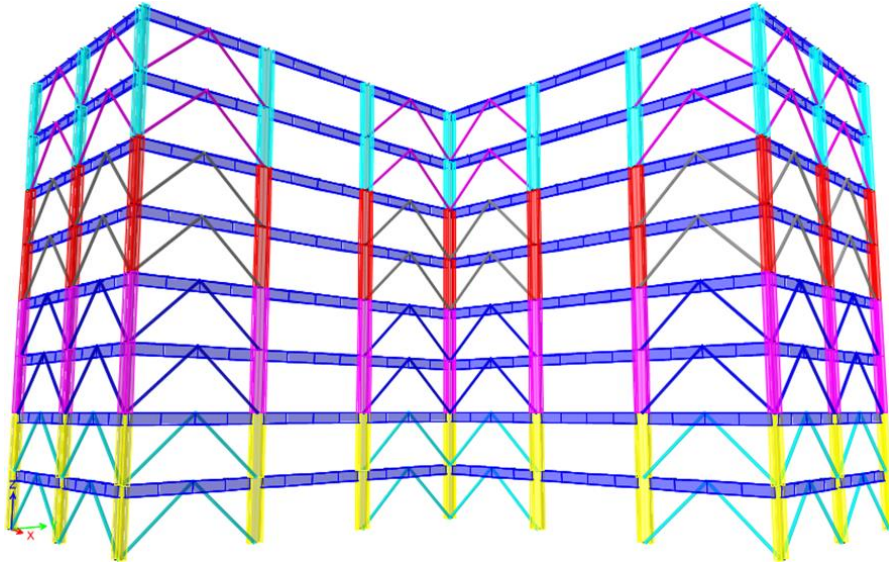
Gráfico 30: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

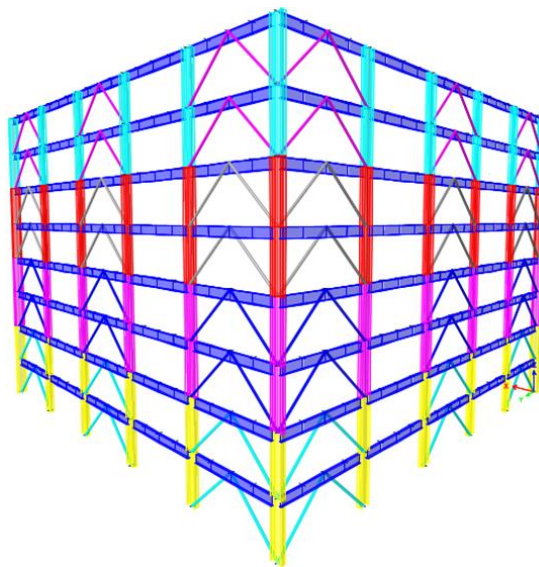
La ubicación de las diagonales rigidizadoras concéntricas se realiza con la finalidad de que estas sean capaces de resistir más del 75% del cortante basal en ambas direcciones dando como resultado que la estructura funcione como un sistema SCBF y también de que estas diagonales sean funcionales arquitectónicamente.

Gráfico 31: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Frontal



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 32: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Posterior



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.4.2. Peso sísmico de pre-diseño de la estructura con sistema SCBF.

Se detallan los cálculos del peso sísmico de pre-diseño de la estructura en el Anexo 1

Tabla 28: Peso Sísmico de Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	421.00	17.92	438.92
Piso 7	554.12	61.44	615.56
Piso 6	558.61	61.44	620.05
Piso 5	558.61	61.44	620.05
Piso 4	564.01	61.44	625.45
Piso 3	564.01	61.44	625.45
Piso 2	568.85	61.44	630.29
Piso 1	568.85	61.44	630.29
		Total	4806.07

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.4.3. Cortante basal de pre-diseño de la estructura con sistema SCBF.

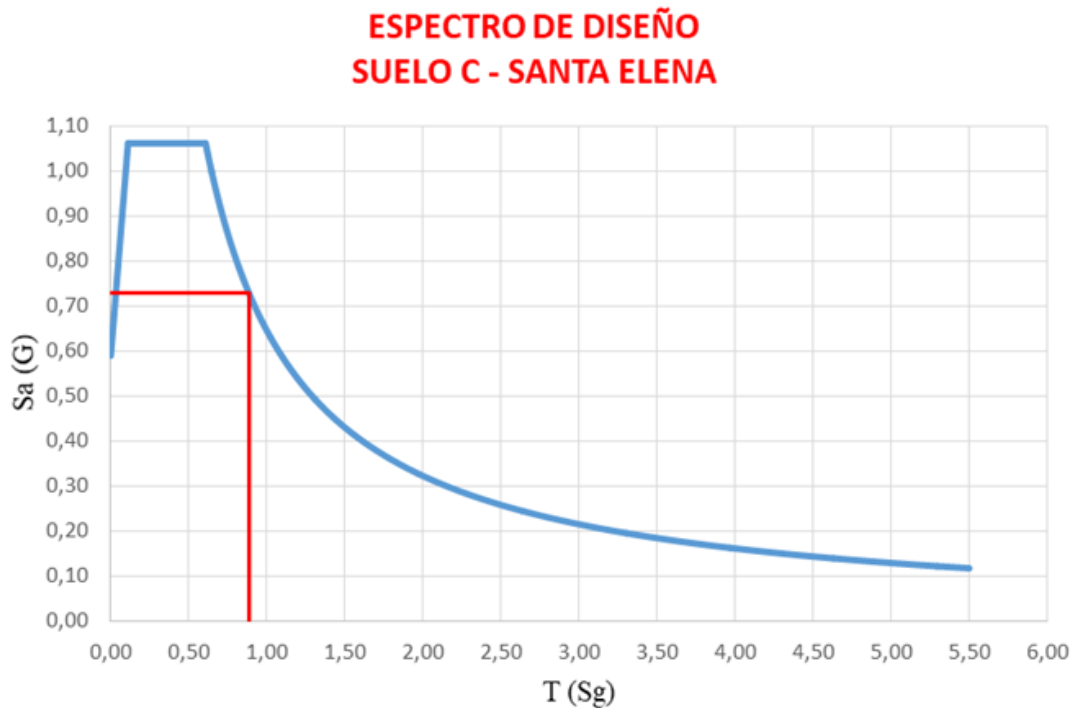
Se detallan los cálculos del cortante basal de pre-diseño de la estructura en el Anexo 2

Tabla 29: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	Wx Peso (Ton)	hx Altura de Piso (m)	Wx*(hx)^k	$\frac{Wx*(hx)^k}{\sum Wx*(hx)^k}$	Fx = Fi	Vx (Ton)
8	438.92	28.00	23480.17	0.18	88.76	88.76
7	615.56	24.50	28075.54	0.22	106.14	194.90
6	620.05	21.00	23525.30	0.18	88.93	283.83
5	620.05	17.50	18922.14	0.15	71.53	355.36
4	625.45	14.00	14621.69	0.11	55.28	410.64
3	625.45	10.50	10370.15	0.08	39.20	449.84
2	630.29	7.00	6439.18	0.05	24.34	474.18
1	630.29	3.50	2813.94	0.02	10.64	484.82
	Total		128248.12	Total	484.82	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 33: Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena – Suelo tipo C



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.4.4. Análisis lineal para pre-diseño Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

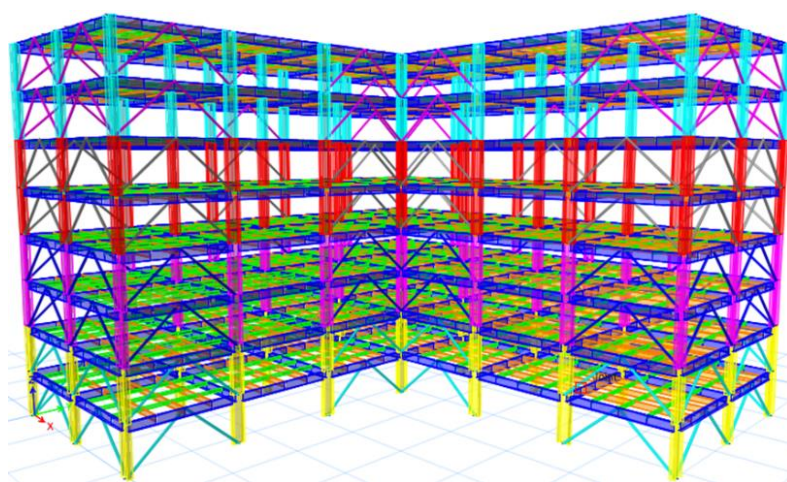
Para realizar el análisis lineal de la estructura de pre-diseño se elabora un modelo matemático con el programa ETABS en donde se define el tipo de material, la geometría de los elementos y la geometría del edificio, se debe tener en cuenta que en este modelo matemático se emplearán todos los elementos estructurales (nervios, vigas secundarias, vigas principales, columnas y diagonales rigidizadoras) aunque no formen parte del sistema resistente a sismos.

Se efectúa el análisis con las fuerzas de sismo en las direcciones X y Y para tener los desplazamientos máximos en cada piso, en el caso que no cumplan con los requerimientos mínimos de diseño, se ajustan las dimensiones de los perfiles de los elementos pre-dimensionados, con el fin de obtener un desempeño global sísmico satisfactorio para la edificación estudiada (Muñiz&Alarcón, 2019).

El programa ETABS brinda la información de los desplazamientos que experimenta cada nodo del edificio, debido a la fuerza sísmica. Con estos valores se efectúa el control de derivas

inelásticas, el control de torsión y el chequeo del índice de estabilidad de la edificación para efectos P- Δ . Se identifica como casos críticos cuando el sismo actúa en la dirección X, combinado con una excentricidad accidental del centro de masa de $-(5\%) L_y$ perpendicular a la fuerza aplicada (Siendo L_y la dimensión del edificio en la dirección Y) y cuando el sismo actúa en la dirección Y, combinado con una excentricidad accidental del centro de masa de $(5\%) L_x$ perpendicular a la fuerza aplicada (Siendo L_x la dimensión del edificio en la dirección X) (Muñiz&Alarcón, 2019).

Gráfico 34: Modelo Matemático ETABS (Estructura de Pre-diseño SCBF)



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.4.4.1. Verificación de sistema de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF)

Para verificar el porcentaje del cortante basal que es resistido por las diagonales rigidizadoras se suman las reacciones que se producen en los nodos de la base de cada uno de los vanos en dirección X en donde fueron ubicadas las diagonales rigidizadoras y luego se lo divide para el cortante basal de diseño. Se aplica este mismo procedimiento en los nodos de la base de cada uno de los vanos en dirección Y en donde fueron ubicadas las diagonales rigidizadoras.

En el anexo 3 se pueden observar diez pruebas con diferentes ubicaciones de las diagonales rigidizadoras siendo seleccionada la prueba 7 debido a que resiste más del 75% del sismo en ambas direcciones, también por las cantidades de diagonales rigidizadoras que se utilizan y a que estas no afectan en una posible arquitectura de la edificación.

Gráfico 35: Nodos de Planta Base ETABS (Estructura de Pre-diseño)



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 30: Porcentaje de Corte Basal con sistema SCBF, en Dirección X

% SISMO X			
PISO	NODO	F _x (Ton)	V(Ton)
Base	1	-28.7763	-484.82
Base	2	-30.3432	
Base	3	-30.3426	
Base	4	-30.3414	
Base	5	-30.0435	
Base	6	-17.1239	
Base	15	-19.5247	
Base	16	-31.7585	
Base	17	-31.9342	
Base	18	-18.1721	
Base	25	-33.4337	
Base	26	-51.2560	
Base	27	-33.4479	
	Total	-386.4980	
	% Sismo X	79.72	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 31: Porcentaje de Corte Basal con sistema SCBF, en Dirección Y

% SISMO Y			
PISO	NODO	F _y (Ton)	V(Ton)
Base	1	-17.7987	-484.82
Base	6	-33.1801	
Base	7	-31.6014	
Base	12	-50.8995	
Base	13	-31.9058	
Base	15	-32.9928	
Base	18	-33.1936	
Base	19	-31.9052	
Base	21	-33.0749	
Base	22	-31.6013	
Base	24	-32.7637	
Base	25	-17.7983	
Base	27	-18.5303	
	Total	-397.2456	
	% Sismo Y	81.94	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

El porcentaje de cortante basal que es resistido por las diagonales rigidizadoras en dirección X como en dirección y superan la sollicitación del 75% por lo que se concluye que la edificación trabaja como una estructura con Pórticos Arriostrados Concéntricos Especiales (SCBF).

4.4.4.2. Análisis por derivas de piso

Se consideraron los desplazamientos resultantes $\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2}$ debido a que la estructura no solamente sufre desplazamiento en la dirección de fuerza aplicada, sino que se desliza en el espacio también con pequeños desplazamientos perpendiculares a la dirección fuerza sísmica aplicada. (Muñiz&Alarcón, 2019)

Se detalla el cálculo de la deriva elástica y la deriva inelástica del piso 8 nodo 1A cuando la fuerza sísmica se aplica en dirección X.

$$\Delta_E = \frac{2.8298\text{cm} - 2.6427\text{cm}}{350\text{cm}}$$

$$\Delta_E = 0.000535$$

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.000535 = 0.003208 = 0.3208\%$$

Este procedimiento se repite para cada uno de los pisos.

Se consideró la torsión accidental para la verificación de las derivas inelásticas de cada piso, obteniéndose como resultado una excentricidad accidental perpendicular a la fuerza de sismo de 2m (Muñiz&Alarcón, 2019).

Aplicando el sismo en dirección X y con una excentricidad de -2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%.

$$\Delta_M = 0.3208\% < 2.00\% \text{ Cumple con la condición.}$$

Tabla 32: Derivas Inelásticas en sistema SCBF con Sismo en Dirección X

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	2.8235	-0.1893	2.8298	0.1871	0.0005	0.3208	CUMPLE
NIVEL 7	2.6370	-0.1736	2.6427	0.2788	0.0008	0.4779	CUMPLE
NIVEL 6	2.3590	-0.1529	2.3639	0.3656	0.0010	0.6267	CUMPLE
NIVEL 5	1.9943	-0.1273	1.9984	0.4285	0.0012	0.7345	CUMPLE
NIVEL 4	1.5668	-0.0983	1.5699	0.4497	0.0013	0.7709	CUMPLE
NIVEL 3	1.1181	-0.0688	1.1202	0.4562	0.0013	0.7821	CUMPLE
NIVEL 2	0.6628	-0.0399	0.6640	0.4122	0.0012	0.7066	CUMPLE
NIVEL 1	0.2514	-0.0147	0.2518	0.2518	0.0007	0.4317	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Aplicando el sismo en dirección Y y con una excentricidad de 2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%

Tabla 33: Derivas Inelásticas en sistema SCBF con Sismo en Dirección Y

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	-0.1761	2.8160	2.8215	0.1870	0.0005	0.3205	CUMPLE
NIVEL 7	-0.1595	2.6297	2.6345	0.2781	0.0008	0.4768	CUMPLE
NIVEL 6	-0.1393	2.3523	2.3564	0.3646	0.0010	0.6250	CUMPLE
NIVEL 5	-0.1148	1.9885	1.9918	0.4274	0.0012	0.7326	CUMPLE
NIVEL 4	-0.0874	1.5620	1.5644	0.4487	0.0013	0.7691	CUMPLE
NIVEL 3	-0.0593	1.1142	1.1158	0.4549	0.0013	0.7798	CUMPLE
NIVEL 2	-0.0325	0.6601	0.6609	0.4108	0.0012	0.7042	CUMPLE
NIVEL 1	-0.0105	0.2499	0.2501	0.2501	0.0007	0.4288	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.4.4.3. Análisis por irregularidad torsional

Tabla 34: Irregularidad Torsional en sistema SCBF con Sismo en Dirección X

PISO	NODO	DE	DE MAX	1,2 * PROM DE	DE MAX < 1,2 * PROM DE
NIVEL 3	1ª	0.001303	0.001303	0.001462	CUMPLE, NO HAY TORSION EXCESIVA
	6ª	0.001134			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 35: Irregularidad Torsional en sistema SCBF con Sismo en Dirección Y

PISO	NODO	DE	DE MAX	1,2 * PROM DE	DE MAX < 1,2 * PROM DE
NIVEL 3	6A	0.001143	0.001300	0.001466	CUMPLE, NO HAY TORSION EXCESIVA
	6F	0.001300			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Se realiza el análisis de irregularidad torsional en el piso 3 con los nodos que tienen las derivas elásticas máximas, teniendo como resultado que la estructura de este edificio no tiene torsión excesiva y no es necesario penalizar por el factor A_x .

4.4.4.4. Análisis de los efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i .

Se detalla el cálculo de del índice de estabilidad del piso 6 cuando el sismo se aplica en dirección X.

$$P_{i6} = P_8 + P_7 + P_6$$

$$P_{i6} = 492.68\text{Ton} + 799.88\text{Ton} + 804.37\text{Ton}$$

$$P_{i6} = 2096.93\text{Ton}$$

$$\Delta_{Eix6} = 2.1773\text{cm} - 1.8384\text{cm}$$

$$\Delta_{Eix6} = 0.3389\text{cm}$$

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i H_i}$$

$$Q_{i6} = \frac{(2096.93\text{Ton})(0.3389\text{cm})}{(283.83\text{Ton})(350\text{cm})}$$

$$Q_{i6} = 0.0072$$

Tabla 36: Peso Total por Piso en estructura con sistema SCBF.

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	421,00	71,68	492,68	492,68
Piso 7	554,12	245,76	799,88	1292,55
Piso 6	558,61	245,76	804,37	2096,93
Piso 5	558,61	245,76	804,37	2901,30
Piso 4	564,01	245,76	809,77	3711,07
Piso 3	564,01	245,76	809,77	4520,85
Piso 2	568,85	245,76	814,61	5335,46
Piso 1	568,85	245,76	814,61	6150,07
Total	4358,07	1792,00	6150,07	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 37: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X, sistema SCBF

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEix(cm)
NIVEL 8	2.6119	-0.0520	2.6124	0.1750
NIVEL 7	2.4370	-0.0428	2.4374	0.2601
NIVEL 6	2.1770	-0.0338	2.1773	0.3389
NIVEL 5	1.8382	-0.0250	1.8384	0.3957
NIVEL 4	1.4426	-0.0169	1.4427	0.4144
NIVEL 3	1.0283	-0.0099	1.0283	0.4192
NIVEL 2	0.6091	-0.0046	0.6091	0.3781
NIVEL 1	0.2310	-0.0013	0.2310	0.2310

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 38: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X, sistema SCBF

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEix(cm)	Qi	Qi ≤ 0,3
NIVEL 8	492.68	88.76	0.1750	0.0028	CUMPLE
NIVEL 7	1292.55	194.90	0.2601	0.0049	CUMPLE
NIVEL 6	2096.93	283.83	0.3389	0.0072	CUMPLE
NIVEL 5	2901.30	355.36	0.3957	0.0092	CUMPLE
NIVEL 4	3711.07	410.64	0.4144	0.0107	CUMPLE
NIVEL 3	4520.85	449.84	0.4192	0.0120	CUMPLE
NIVEL 2	5335.46	474.18	0.3781	0.0122	CUMPLE
NIVEL 1	6150.07	484.82	0.2310	0.0084	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 39: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y, sistema SCBF

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	D _{Eiy} (cm)
NIVEL 8	-0.0505	2.6224	2.6229	0.1736
NIVEL 7	-0.0412	2.4489	2.4492	0.2602
NIVEL 6	-0.0323	2.1888	2.1890	0.3396
NIVEL 5	-0.0236	1.8493	1.8495	0.3969
NIVEL 4	-0.0157	1.4525	1.4526	0.4151
NIVEL 3	-0.0089	1.0374	1.0374	0.4210
NIVEL 2	-0.0038	0.6164	0.6164	0.3812
NIVEL 1	-0.0008	0.2352	0.2352	0.2352

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 40: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y, sistema SCBF

PISOS	P _i (Ton)	V _i (Ton)	D _{Eiy} (cm)	Q _i	Q _i ≤ 0,3
NIVEL 8	492.68	88.76	0.1736	0.0028	CUMPLE
NIVEL 7	1292.55	194.90	0.2602	0.0049	CUMPLE
NIVEL 6	2096.93	283.83	0.3396	0.0072	CUMPLE
NIVEL 5	2901.30	355.36	0.3969	0.0093	CUMPLE
NIVEL 4	3711.07	410.64	0.4151	0.0107	CUMPLE
NIVEL 3	4520.85	449.84	0.4210	0.0121	CUMPLE
NIVEL 2	5335.46	474.18	0.3812	0.0123	CUMPLE
NIVEL 1	6150.07	484.82	0.2352	0.0085	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

4.4.5. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.

Los valores de C_b, P_u, P_c, P_r, M_{rx}, M_{ry}, M_{cx} y M_{cy} se obtienen utilizando la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS y las combinaciones de carga definidas en la sección 3.1.2. (Ver Resultados en Anexo 4).

4.4.5.1. Verificación de Resistencia de Nervios.

Perfil de nervios: W8X13.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{M_{rx}}{C_b M_{cx}} \leq 1.00$$

$$\frac{0.9357 \text{ Ton m}}{(1.136)(4.6408 \text{ Ton m})} \leq 1.00$$

$$0.177 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

4.4.5.2. Verificación de Resistencia de Vigas Secundarias.

Perfil de vigas secundarias: W16X36.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{0}{2(171.1192 \text{ Ton})} + \left(\frac{15.486 \text{ Ton m}}{33.1779 \text{ Ton m}} + \frac{0}{5.5988 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$$0.467 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

4.4.5.3. Verificación de Resistencia de Vigas Principales.

Perfil de vigas principales: W24X55.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{0}{2(254.4272 \text{ Ton})} + \left(\frac{39.473 \text{ Ton m}}{69.4662 \text{ Ton m}} + \frac{0}{6.8864 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$$0.570 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

4.4.5.4. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 1 y 2.

Perfil de columnas de pisos 1 y 2: W30X357.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{771.0077 \text{ Ton}}{1998.2833 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{684.2943 \text{ Ton m}} + \frac{0}{144.6349 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.386 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: λ = 3.45

Para Alma: λ = 21.60

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como λ < λ_r

Como λ < λ_r

3.45 < 13.69 (Satisface la condición).

21.60 < 36.42 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

El Alma es compacta.

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 3.45

Para Alma: λ = 21.60

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$C_a = \frac{505174.28 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (677.42 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.24 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como λ < λ_{hd}

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

3.45 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (2.93 - 0.24)$$

$$\lambda_{hd} = 50.71$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

21.60 < 50.71 (Satisface la condición).

4.4.5.5. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 3 y 4.

Perfil de columnas de pisos 3 y 4: W30X326.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{469.8095 \text{ Ton}}{1822.0618 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{616.9017 \text{ Ton m}} + \frac{0}{130.6380 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.258 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 3.75$

Para Alma: $\lambda = 23.40$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_r$

Como $\lambda < \lambda_r$

3.75 < 13.69 (Satisface la condición).

23.40 < 36.42 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

El Alma es compacta.

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 3.75$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$3.75 < 7.33$ (Satisface la condición).

Para Alma: $\lambda = 23.40$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{370074.44 \text{kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (618.06 \text{cm}^2)}$$

$$C_a = 0.19 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.19)}$$

$$\lambda_{hd} = 51.58$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$23.40 < 51.58$ (Satisface la condición).

4.4.5.6. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 5 y 6.

Perfil de columnas de pisos 5 y 6: W30X292.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{97.8854 \text{ Ton}}{2(1632.6910 \text{ Ton})} + \left(\frac{6.0792 \text{ Ton m}}{549.5091 \text{ Ton m}} + \frac{17.2789 \text{ Ton m}}{115.6043 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$0.191 \leq 1.00$ (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 4.12$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

Como $\lambda < \lambda_r$

4.12 < 13.69 (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

Para Alma: $\lambda = 26.20$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_r$

26.20 < 36.42 (Satisface la condición).

El Alma es compacta.

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 4.12$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

4.12 < 7.33 (Satisface la condición).

Para Alma: $\lambda = 26.20$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{236540.21 \text{kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (554.19 \text{cm}^2)}$$

$$C_a = 0.13 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (2.93 - 0.13)$$

$$\lambda_{hd} = 52.61$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

26.20 < 52.61 (Satisface la condición).

4.4.5.7 Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 7 y 8.

Perfil de columnas de pisos 7 y 8: W30X261.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{41.3407 \text{ Ton}}{2(1458.9755 \text{ Ton})} + \left(\frac{14.2861 \text{ Ton m}}{488.8557 \text{ Ton m}} + \frac{15.0576 \text{ Ton m}}{101.6073 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$$0.192 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 4.59$

Para Alma: $\lambda = 28.70$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_r$

Como $\lambda < \lambda_r$

$$4.59 < 13.69 \text{ (Satisface la condición).}$$

$$28.70 < 36.42 \text{ (Satisface la condición).}$$

Las Alas son compactas.

El Alma es compacta.

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 4.59$

Para Alma: $\lambda = 28.70$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{103968.91 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (496.13 \text{ cm}^2)}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

4.59 < 7.33 (Satisface la condición).

$$C_a = 0.07 < 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1.00 - 0.93 C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (1 - 0.93(0.07))$$

$$\lambda_{hd} = 56.20$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

28.70 < 56.20 (Satisface la condición).

4.4.5.8. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 1 y 2.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 1 y 2: HSS 5.563 X 0.375.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{44.4243 \text{ Ton}}{45.5842 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0924 \text{ Ton m}}{4.1332 \text{ Ton m}} + \frac{0}{4.1332 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.964 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 15.90$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \left(\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2950.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\lambda_{hd} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

$15.90 < 27.05$ (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{4.70 \text{ cm}} \leq 200$$

$113.11 \leq 200$ (Satisface la condición).

4.4.5.9. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 3 y 4.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 3 y 4: HSS 5.000 X 0.375.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{43.1751 \text{ Ton}}{33.5037 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0824 \text{ Ton m}}{3.2892 \text{ Ton m}} + \frac{0}{3.2892 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$1.311 \leq 1.00$ (No satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 14.30$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{hd} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

$14.30 < 27.05$ (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{4.19 \text{ cm}} \leq 200$$

$126.82 \leq 200$ (Satisface la condición).

4.4.5.10. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 5 y 6.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 3 y 4: HSS 5.000 X 0.312.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{34.581 \text{ Ton}}{28.9234 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0694 \text{ Ton m}}{2.8106 \text{ Ton m}} + \frac{0}{2.8106 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$1.214 \leq 1.00$ (No satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 17.20$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{hd} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

17.20 < 27.05 (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{4.24 \text{ cm}} \leq 200$$

125.30 ≤ 200 (Satisface la condición).

4.4.5.11. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 7 y 8.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 7 y 8: HSS 4.500 X 0.337.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{24.0654 \text{ Ton}}{21.8618 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0665 \text{ Ton m}}{2.3929 \text{ Ton m}} + \frac{0}{2.3929 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

1.126 ≤ 1.00 (No satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 14.40$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{hd} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

14.40 < 27.05 (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{3.76 \text{ cm}} \leq 200$$

141.39 \leq 200 (Satisface la condición).

4.4.6. Selección de Perfiles Estructurales para Diseño Definitivo de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

Con los resultados obtenidos del Análisis lineal para pre-diseño SCBF se pudo constatar que los perfiles estructurales pre-dimensionados cumplen con los requisitos en términos de derivas elásticas y control de torsión, en cuanto a la verificación de la resistencia de los elementos se encontró que las vigas principales y las columnas tienen una resistencia muy satisfactoria ofreciendo la posibilidad de reducir las secciones de estos componentes, mientras que las diagonales rigidizadoras no cumplen la resistencia requerida siendo necesario realizar un incremento en las secciones de estas partes.

Mediante el método de prueba-error y, haciendo uso del periodo de vibración de la estructura de pre-diseño $T = 0.77\text{sg}$ y de la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS, se realizó una serie de pruebas consecutivas para definir nuevas secciones de las partes estructurales (vigas principales, columnas y diagonales rigidizadoras) con la finalidad de que estos cumplan con los requerimientos del análisis lineal y de resistencia de los elementos, siendo seleccionados los siguientes perfiles estructurales.

- Nervios W8X13
- Vigas secundarias W16X36
- Vigas principales W18X55
- Columnas piso 1 y 2 W27X258
- Columnas piso 3 y 4 W27X235
- Columnas piso 5 y 6 W27X217
- Columnas piso 7 y 8 W27X194
- Diagonales piso 1 y 2 HSS6,875X0,500

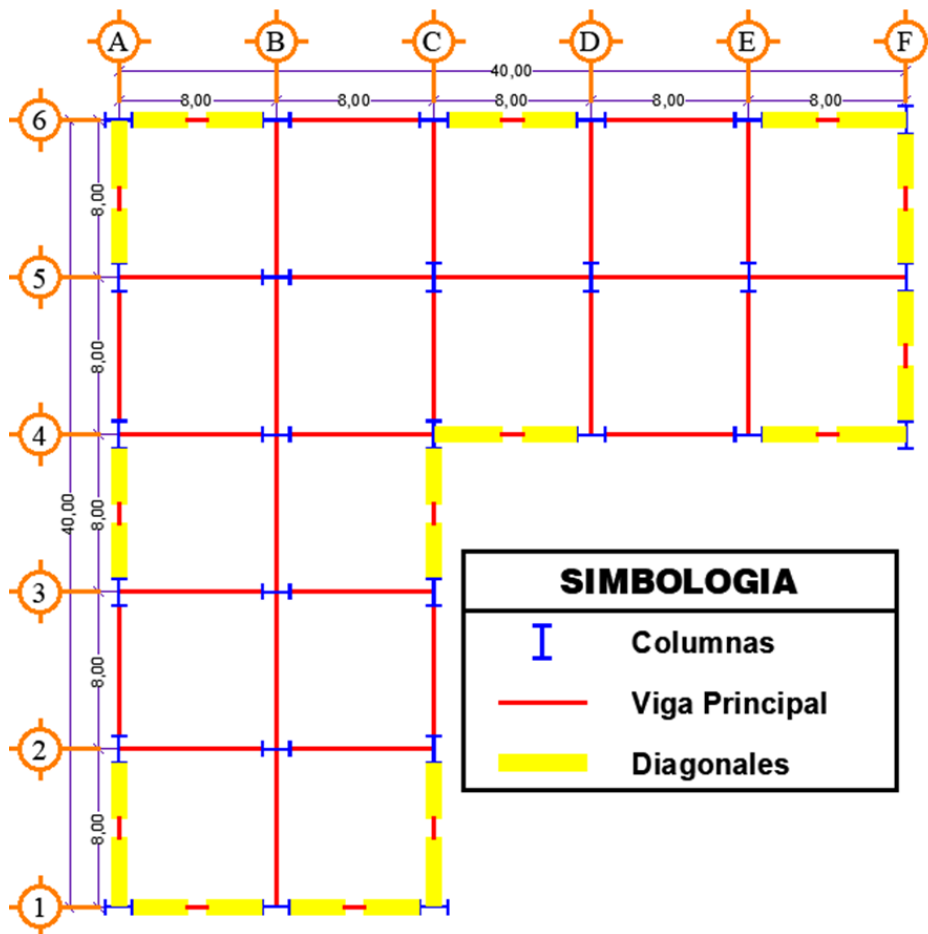
- Diagonales piso 3 y 4 HSS6,625X0,500
- Diagonales piso 5 y 6 HSS6,000X0,500
- Diagonales piso 7 y 8 HSS5,500X0,500

4.5. Análisis del Pre-diseño de la Estructura de Pórticos Arriostrados Excéntricamente (EBF).

4.5.1. Disposición de las diagonales rigidizadoras excéntricas en la estructura.

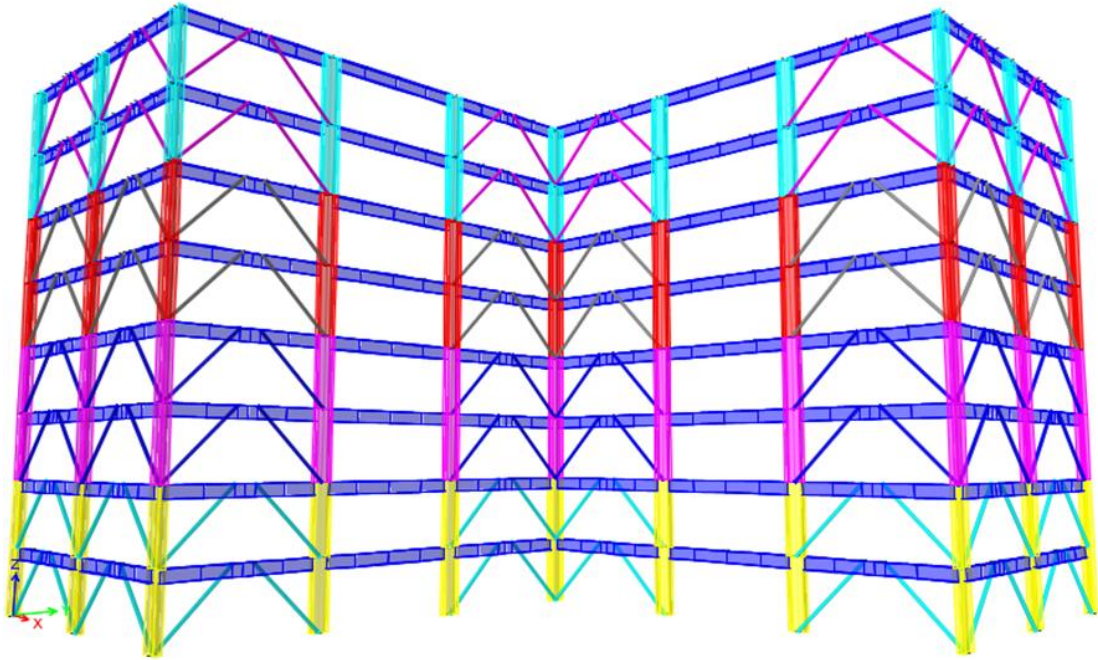
La ubicación de las diagonales rigidizadoras excéntricas se realiza con la finalidad de que estas sean capaces de resistir más del 75% del cortante basal en ambas direcciones dando como resultado que la estructura funcione como un sistema EBF y también de que estas diagonales sean funcionales arquitectónicamente.

Gráfico 36: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Excéntricas en Planta



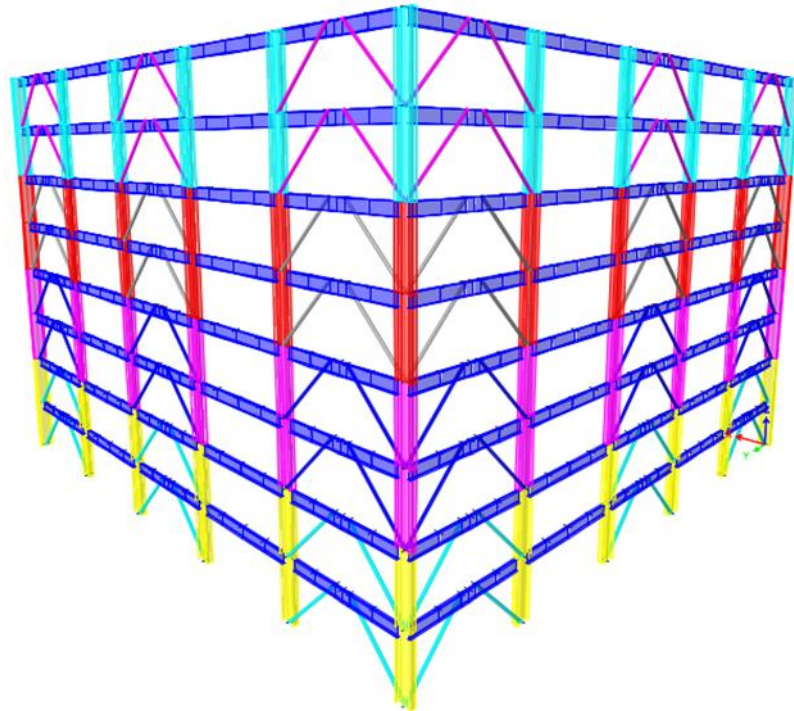
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 37: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Frontal



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 38: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Vista Posterior



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.2. Determinación de la longitud del enlace.

Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace, debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma. Es por ello que la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. Sin embargo, el uso de enlaces largos está permitido, dado que puede resultar necesario en ciertos casos donde existen requerimientos arquitectónicos o funcionales especiales (Proaño Sarango).

A modo de resumen, es importante destacar que el uso de enlaces cortos resulta en pórticos de mayor rigidez y resistencia. La capacidad de deformación plástica para el mecanismo de fluencia del alma por corte también es mayor, si bien debe admitirse, como aspecto negativo, que la demanda de deformación se incrementa. Como resultado de la comparación relativa entre ventajas y desventajas, se concluye que es recomendable el uso de enlaces cortos siempre que sea posible (Crisafulli, 2018).

Haciendo uso de las definiciones y recomendaciones de los párrafos anteriores se opta por realizar el diseño de un enlace corto para el sistema de pórticos arriostrado excéntricamente.

Cálculo de la longitud del enlace

Datos de perfil de viga principal W24x55

$$Z_x = 2195.87\text{cm}^3 \quad d = 59.94\text{cm} \quad t_w = 1.00\text{cm} \quad t_f = 1.28\text{cm}$$

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

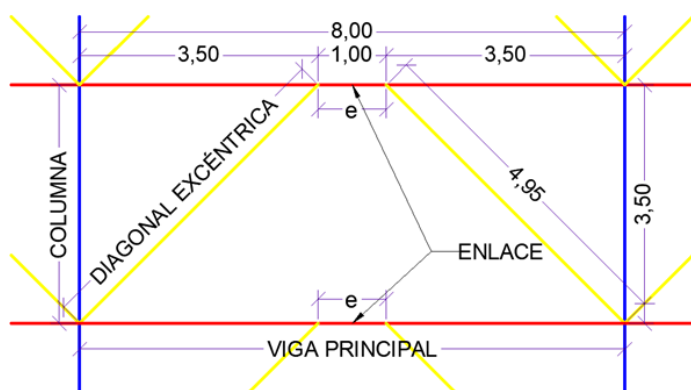
$$e \leq 1.6 \frac{F_y Z_x}{0.60 F_y (d - 2t_f) t_w}$$

$$e \leq 1.6 \frac{\left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (2195.87\text{cm}^3)}{0.60 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (59.94\text{cm} - 2(1.28\text{cm})) (1.00\text{cm})} \leq 101.72\text{cm} \leq 1.02\text{m}$$

Con la finalidad de simplificar el pre-diseño de la estructura EBF se utiliza una longitud de enlace de $e = 1.00\text{m}$ para los pórticos que se encuentren arriostrados excéntricamente.

A continuación, se presenta un esquema de la ubicación y longitudes de los distintos elementos estructurales que componen los pórticos arriostrados excéntricamente de la estructura a analizar.

Gráfico 39: Ubicación y longitudes de elementos estructurales de pórticos EBF



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.3. Peso sísmico de pre-diseño de la estructura con sistema EBF.

Se detallan los cálculos del peso sísmico de pre-diseño de la estructura en el Anexo 4.

Tabla 41: Peso Sísmico de Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	420.78	17.92	438.70
Piso 7	553.90	61.44	615.34
Piso 6	558.39	61.44	619.83
Piso 5	558.39	61.44	619.83
Piso 4	563.75	61.44	625.19
Piso 3	563.75	61.44	625.19
Piso 2	568.56	61.44	630.00
Piso 1	568.56	61.44	630.00
		Total	4804.08

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.4. Cortante basal de pre-diseño de la estructura con sistema EBF.

Se detallan los cálculos del cortante basal de pre-diseño de la estructura en el Anexo 5

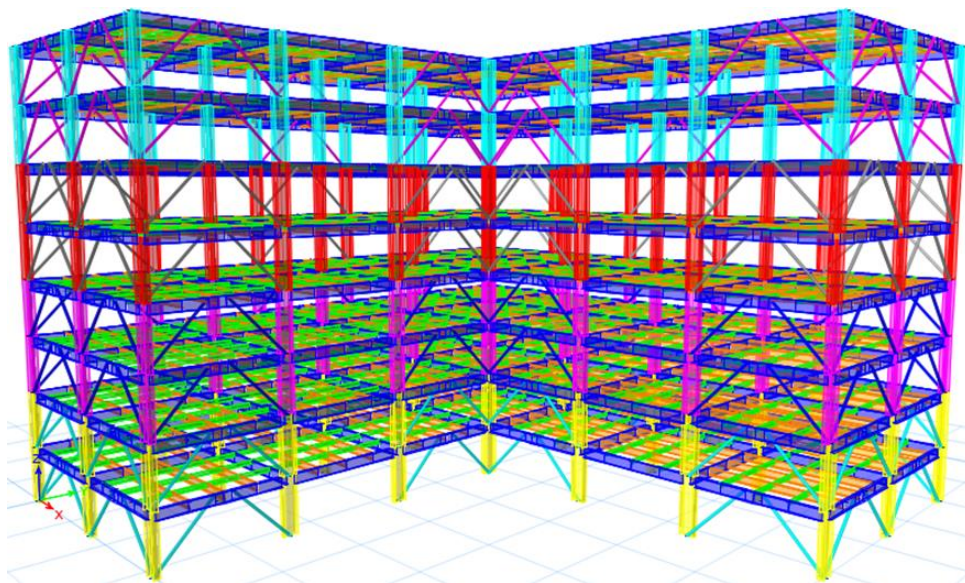
Tabla 42: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	W_x Peso (Ton)	h_x Altura de Piso (m)	$W_x \cdot (h_x)^k$	$\frac{W_x \cdot (h_x)^k}{\sum W_x \cdot (h_x)^k}$	$F_x = F_i$	V_x (Ton)
8	438.70	28.00	23468.79	0.18	88.72	88.72
7	615.34	24.50	28065.84	0.22	106.10	194.82
6	619.83	21.00	23516.88	0.18	88.90	283.72
5	619.83	17.50	18915.36	0.15	71.51	355.22
4	625.19	14.00	14615.51	0.11	55.25	410.47
3	625.19	10.50	10365.77	0.08	39.19	449.66
2	630.00	7.00	6436.14	0.05	24.33	473.99
1	630.00	3.50	2812.61	0.02	10.63	484.62
		Total	128196.92	Total	484.62	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.5. Análisis lineal para pre-diseño Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

Gráfico 40: Modelo Matemático ETABS (Estructura de Pre-diseño EBF)



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.5.1. Verificación de sistema de Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

Para verificar el porcentaje del cortante basal que es resistido por las diagonales rigidizadoras se suman las reacciones que se producen en los nodos de la base de cada uno de los vanos en dirección X en donde fueron ubicadas las diagonales rigidizadoras y luego se lo divide para el cortante basal de diseño. Se aplica este mismo procedimiento en los nodos de la base de cada uno de los vanos en dirección Y en donde fueron ubicadas las diagonales rigidizadoras.

El porcentaje de cortante basal que es resistido por las diagonales rigidizadoras en dirección X como en dirección Y superan la sollicitación del 75% por lo que se concluye que el edificio trabaja como un sistema de Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF).

Tabla 43: Porcentaje de Corte Basal con sistema EBF en Dirección X

% SISMO X			
PISO	NODO	F _x (Ton)	V(Ton)
Base	1	-28.0172	-484,62
Base	2	-29.8660	
Base	3	-29.8598	
Base	4	-29.8599	
Base	5	-29.7616	
Base	6	-15.0658	
Base	15	-17.7703	
Base	16	-31.5988	
Base	17	-31.7107	
Base	18	-16.0356	
Base	25	-32.5936	
Base	26	-47.8923	
Base	27	-32.6141	
	Total	-372.6457	
	% Sismo X	76.89	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 44: Porcentaje de Corte Basal con sistema EBF o en Dirección Y

% SISMO Y			
PISO	NODO	F _y (Ton)	V(Ton)
Base	1	-15.7361	-484,62
Base	6	-32.3240	
Base	7	-31.5262	
Base	12	-47.5333	
Base	13	-31.6245	
Base	15	-32.6821	
Base	18	-32.3433	
Base	19	-31.6246	
Base	21	-32.7537	
Base	22	-31.5254	
Base	24	-32.6564	
Base	25	-15.7391	
Base	27	-16.3983	
	Total	-384.4670	
	% Sismo Y	79.33	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.5.2. Análisis por derivas de piso

Se detalla el procedimiento de cálculo de las derivas inelásticas en el análisis lineal del pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas.

Aplicando el sismo en dirección X y con una excentricidad de -2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%

Tabla 45: Derivas Inelásticas en sistema EBF con Sismo en Dirección X

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	3.4714	-0.2412	3.4798	0.2261	0.0006	0.3876	CUMPLE
NIVEL 7	3.2461	-0.2217	3.2537	0.3349	0.0010	0.5741	CUMPLE
NIVEL 6	2.9122	-0.1961	2.9188	0.4437	0.0013	0.7606	CUMPLE
NIVEL 5	2.4697	-0.1639	2.4751	0.5260	0.0015	0.9017	CUMPLE
NIVEL 4	1.9450	-0.1271	1.9491	0.5622	0.0016	0.9638	CUMPLE
NIVEL 3	1.3841	-0.0887	1.3869	0.5718	0.0016	0.9803	CUMPLE
NIVEL 2	0.8135	-0.0510	0.8151	0.5130	0.0015	0.8795	CUMPLE
NIVEL 1	0.3015	-0.0183	0.3021	0.3021	0.0009	0.5178	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Aplicando el sismo en dirección Y y con una excentricidad de 2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%.

Tabla 46: Derivas Inelásticas en sistema EBF con Sismo en Dirección Y

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	-0.2231	3.4651	3.4723	0.2265	0.0006	0.3882	CUMPLE
NIVEL 7	-0.2022	3.2395	3.2458	0.3346	0.0010	0.5736	CUMPLE
NIVEL 6	-0.1770	2.9058	2.9112	0.4429	0.0013	0.7592	CUMPLE
NIVEL 5	-0.1461	2.4640	2.4683	0.5251	0.0015	0.9002	CUMPLE
NIVEL 4	-0.1113	1.9400	1.9432	0.5613	0.0016	0.9623	CUMPLE
NIVEL 3	-0.0751	1.3798	1.3818	0.5706	0.0016	0.9782	CUMPLE
NIVEL 2	-0.0405	0.8102	0.8112	0.5111	0.0015	0.8762	CUMPLE
NIVEL 1	-0.0128	0.2998	0.3001	0.3001	0.0009	0.5144	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

4.5.5.3. Análisis por irregularidad torsional

Tabla 47: Irregularidad Torsional en sistema EBF con Sismo en Dirección X

PISO	NODO	DE	DE MAX	1,2 * PROM DE	DE MAX < 1,2 * PROM DE
NIVEL 3	1A	0.001634	0.001634	0.001816	CUMPLE, NO HAY TORSION EXCESIVA
	6A	0.001392			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 48: Irregularidad Torsional en sistema EBF con Sismo en Dirección Y

PISO	NODO	DE	DE MAX	1,2 * PROM DE	DE MAX < 1,2 * PROM DE
NIVEL 3	6A	0.001409	0.001630	0.001824	CUMPLE, NO HAY TORSION EXCESIVA
	6F	0.001630			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Se realiza el análisis de irregularidad torsional en el piso 3 con los nodos que tienen las derivas elásticas máximas, teniendo como resultado que la estructura de este edificio no tiene torsión excesiva y no es necesario penalizar por el factor A_x .

4.5.5.4. Análisis de los efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i .

Tabla 49: Peso Total por Piso en estructura con sistema EBF

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	420.78	71.68	492.46	492.46
Piso 7	553.90	245.76	799.66	1292.13
Piso 6	558.39	245.76	804.15	2096.28
Piso 5	558.39	245.76	804.15	2900.43
Piso 4	563.75	245.76	809.51	3709.94
Piso 3	563.75	245.76	809.51	4519.45
Piso 2	568.56	245.76	814.32	5333.76
Piso 1	568.56	245.76	814.32	6148.08
Total	4356.08	1792.00	6148.08	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 50: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X, sistema EBF

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEix(cm)
NIVEL 8	3.1645	-0.0422	3.1648	0.2049
NIVEL 7	2.9597	-0.0344	2.9599	0.3058
NIVEL 6	2.6540	-0.0272	2.6541	0.4040
NIVEL 5	2.2500	-0.0201	2.2501	0.4783
NIVEL 4	1.7717	-0.0135	1.7718	0.5107
NIVEL 3	1.2610	-0.0080	1.2610	0.5195
NIVEL 2	0.7415	-0.0038	0.7415	0.4662
NIVEL 1	0.2753	-0.0011	0.2753	0.2753

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Se detalla el procedimiento de cálculo del índice de estabilidad en el análisis lineal del pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas.

Tabla 51: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X, sistema EBF

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEix(cm)	Qi	Qi ≤ 0,3
NIVEL 8	492.46	88.72	0.2049	0.0032	CUMPLE
NIVEL 7	1292.13	194.82	0.3058	0.0058	CUMPLE
NIVEL 6	2096.28	283.72	0.4040	0.0085	CUMPLE
NIVEL 5	2900.43	355.22	0.4783	0.0112	CUMPLE
NIVEL 4	3709.94	410.47	0.5107	0.0132	CUMPLE
NIVEL 3	4519.45	449.66	0.5195	0.0149	CUMPLE
NIVEL 2	5333.76	473.99	0.4662	0.0150	CUMPLE
NIVEL 1	6148.08	484.62	0.2753	0.0100	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 52: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y, sistema EBF

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEiy(cm)
NIVEL 8	-0.0401	3.1829	3.1832	0.2034
NIVEL 7	-0.0323	2.9796	2.9798	0.3061
NIVEL 6	-0.0250	2.6736	2.6737	0.4052
NIVEL 5	-0.0181	2.2684	2.2685	0.4803
NIVEL 4	-0.0118	1.7881	1.7881	0.5129
NIVEL 3	-0.0065	1.2752	1.2752	0.5227
NIVEL 2	-0.0026	0.7525	0.7525	0.4714
NIVEL 1	-0.0005	0.2811	0.2811	0.2811

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 53: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y, sistema EBF

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEiy(cm)	Qi	Qi ≤ 0,3
NIVEL 8	492.46	88.72	0.2034	0.0032	CUMPLE
NIVEL 7	1292.13	194.82	0.3061	0.0058	CUMPLE
NIVEL 6	2096.28	283.72	0.4052	0.0086	CUMPLE
NIVEL 5	2900.43	355.22	0.4803	0.0112	CUMPLE
NIVEL 4	3709.94	410.47	0.5129	0.0132	CUMPLE
NIVEL 3	4519.45	449.66	0.5227	0.0150	CUMPLE
NIVEL 2	5333.76	473.99	0.4714	0.0152	CUMPLE
NIVEL 1	6148.08	484.62	0.2811	0.0102	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

4.5.6. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.

Los valores de C_b , V_u , P_u , P_c , P_r , M_{rx} , M_{ry} , M_{cx} y M_{cy} se obtienen utilizando la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS y las combinaciones de carga definidas en la sección 3.1.2. (Ver Resultados en Anexo 7).

4.5.6.1. Verificación de Resistencia de Vigas Principales.

Perfil de vigas principales: W24X55.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{0}{2(254.4272 \text{ Ton})} + \left(\frac{41.7904 \text{ Ton m}}{69.4662 \text{ Ton m}} + \frac{0}{6.8864 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$$0.602 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

Revisión de miembros de ductilidad moderada.-

Para Ala: $\lambda = 6.94$

Para Alma: $\lambda = 54.60$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{md} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{md} = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_{md} = 9.29$$

$$\lambda_{md} = 91.90$$

Como $\lambda < \lambda_{md}$

Como $\lambda < \lambda_{md}$

$6.94 < 9.29$ (Satisface la condición).

$54.60 < 91.90$ (Satisface la condición).

Las Alas son compactas.

El Alma es compacta.

4.5.6.2. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 1 y 2.

Perfil de columnas de pisos 1 y 2: W30X357.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{732.113 \text{ Ton}}{1998.2833 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{684.2943 \text{ Ton m}} + \frac{0}{144.6349 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.366 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 3.45

Para Alma: λ = 21.60

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$C_a = \frac{505131.68 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (677.42 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.24 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y} (2.93 - C_a)}$$

Como λ < λ_{hd}

3.45 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.24)}$$

$$\lambda_{hd} = 50.71$$

Como λ < λ_{hd}

21.60 < 50.71 (Satisface la condición).

4.5.6.3. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 3 y 4.

Perfil de columnas de pisos 3 y 4: W30X326.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{441.8701 \text{ Ton}}{1822.0618 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{616.9017 \text{ Ton m}} + \frac{0}{130.6380 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.243 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 3.75

Para Alma: λ = 23.40

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$C_a = \frac{370035.99 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (618.06 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.19 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y} (2.93 - C_a)}$$

Como λ < λ_{hd}

3.75 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.19)}$$

$$\lambda_{hd} = 51.58$$

Como λ < λ_{hd}

23.40 < 51.58 (Satisface la condición).

4.5.6.4. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 5 y 6.

Perfil de columnas de pisos 5 y 6: W30X292.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{100.3975 \text{ Ton}}{2(1632.691 \text{ Ton})} + \left(\frac{6.6436 \text{ Ton m}}{549.5091 \text{ Ton m}} + \frac{18.1074 \text{ Ton m}}{115.6043 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$$0.199 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 4.12$

Para Alma: $\lambda = 26.20$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$C_a = \frac{2365411.07 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (554.19 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.13 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$4.12 < 7.33$ (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.13)}$$

$$\lambda_{hd} = 52.61$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$26.20 < 52.61$ (Satisface la condición).

4.5.6.5. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 7 y 8.

Perfil de columnas de pisos 7 y 8: W30X261.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{43.2254 \text{ Ton}}{2(1458.9755 \text{ Ton})} + \left(\frac{15.3654 \text{ Ton m}}{488.8557 \text{ Ton m}} + \frac{15.1405 \text{ Ton m}}{101.6073 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$$0.195 \leq 1.00 \text{ (Satisface la condición).}$$

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 4.59$

Para Alma: $\lambda = 28.70$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$C_a = \frac{103953.15 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (496.13 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.07 < 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1.00 - 0.93 C_a)$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$4.59 < 7.33$ (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (1 - 0.93(0.07))}$$

$$\lambda_{hd} = 56.20$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$28.70 < 56.20$ (Satisface la condición).

4.5.6.6. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 1 y 2.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 1 y 2: HSS 5.563 X 0.375.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{44.4223 \text{ Ton}}{50.4577 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0753 \text{ Ton m}}{4.1332 \text{ Ton m}} + \frac{0}{4.132 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.897 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 15.90$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 0.044 \left(\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2950.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

15.90 < 31.32 (Satisface la condición).

4.5.6.7. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 3 y 4.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 3 y 4: HSS 5.000 X 0.375.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{44.4243 \text{ Ton}}{38.0904 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0671 \text{ Ton m}}{3.2892 \text{ Ton m}} + \frac{0}{3.2892 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

1.184 ≤ 1.00 (No satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 15.90$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

14.30 < 31.32 (Satisface la condición).

4.5.6.8. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 5 y 6.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 5 y 6: HSS 5.000 X 0.312.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{35.9961 \text{ Ton}}{32.7444 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0566 \text{ Ton m}}{2.8106 \text{ Ton m}} + \frac{0}{2.8106 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

1.117 ≤ 1.00 (No satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 15.90$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

$17.20 < 31.32$ (Satisface la condición).

4.5.6.9. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 7 y 8.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 7 y 8: HSS 4.500 X 0.337.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{24.6584 \text{ Ton}}{25.2079 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0542 \text{ Ton m}}{2.3929 \text{ Ton m}} + \frac{0}{2.3929 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$0.998 \leq 1.00$ (Satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 15.90$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

$14.40 < 31.32$ (Satisface la condición).

4.5.6.10. Verificación de resistencia del enlace.

Perfil del enlace (viga principal): W24X55.

$V_u = 27.27 \text{ Ton}$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{P_u}{F_y A_g} \leq 0.15$$

$$\frac{27.27 \text{ Ton}}{\left(3.52 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}\right) (104.52 \text{cm}^2)} \leq 0.15$$

$$0.07 \leq 0.15$$

Fluencia por corte.

$$V_n = V_p = 0.60F_y(d - 2t_f)t_w$$

$$V_n = 0.60 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (59.94 \text{cm} - 2(1.28 \text{cm})) (1.00 \text{cm}) = 121.41 \text{ Ton}$$

Fluencia por flexión.

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} = 2 \frac{F_y Z_x}{e}$$

$$V_d = 2 \frac{\left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (2195.87 \text{cm}^3)}{100.00 \text{cm}} = 154.37 \text{ Ton}$$

La determinación de la resistencia de diseño a corte del enlace se realiza adoptando el menor valor que surge de considerar los estados límites de fluencia por corte en el alma y plastificación por flexión (Proaño Sarango, 2014).

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$27.27 \text{ Ton} \leq (0.9)(121.41 \text{ Ton})$$

$$27.27 \text{ Ton} \leq 109.27 \text{ Ton (Satisface la condición)}$$

4.5.7. Selección de Perfiles Estructurales para Diseño Definitivo Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

Con los resultados obtenidos del Análisis lineal para pre-diseño EBF se pudo constatar que los perfiles estructurales pre-dimensionados cumplen con los requisitos en términos de derivas

elásticas y control de torsión, en cuanto a la verificación de la resistencia de los elementos se encontró que las vigas principales, columnas y enlaces tienen una resistencia muy satisfactoria ofreciendo la posibilidad de reducir las secciones de estos elementos, mientras que las diagonales rigidizadoras no cumplen la resistencia requerida siendo necesario realizar un incremento en las secciones de estos elementos.

Mediante el método de prueba-error y, haciendo uso del periodo de vibración de la estructura de pre-diseño $T = 0.85s_g$ y de la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS, se realizó una serie de pruebas consecutivas para definir nuevas secciones de las partes estructurales (vigas principales, columnas y diagonales rigidizadoras) con la finalidad de que estos cumplan con los requerimientos del análisis lineal y de resistencia de los componentes, siendo seleccionados los siguientes perfiles estructurales.

- Nervios W8X13
- Vigas secundarias W16X36
- Vigas principales W18X55
- Columnas piso 1 y 2 W27X258
- Columnas piso 3 y 4 W27X235
- Columnas piso 5 y 6 W27X217
- Columnas piso 7 y 8 W27X194
- 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

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DEL DISEÑO FINAL DE LA EDIFICACIÓN CON SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF) Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF).

5.1. Análisis del Diseño Final de la Estructura con Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF).

5.1.1. Peso Sísmico del Diseño Final de la Estructura SCBF.

Se detalla el cálculo del peso sísmico del diseño final de la estructura en el Anexo 8.

Tabla 54: Peso Sísmico estructura (Diseño Final SCBF)

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	414.25	17.92	432.17
Piso 7	547.37	61.44	608.81
Piso 6	551.17	61.44	612.61
Piso 5	551.17	61.44	612.61
Piso 4	554.42	61.44	615.86
Piso 3	554.42	61.44	615.86
Piso 2	557.94	61.44	619.38
Piso 1	557.94	61.44	619.38
		Total	4736.66

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.1.2. Cortante Basal del Diseño Final de la Estructura SCBF.

Usando el periodo de vibración $T = 0.77\text{sg}$ tomado del análisis realizado por el programa ETABS de la estructura de pre-diseño SCBF y el periodo de cambio $T_c = 0.61\text{sg}$ que se determinó en el cálculo del cortante basal de la estructura de pre-diseño SCBF se obtienen $S_a = 0.84$, $k = 1.14$ y $V = 551.40\text{Ton}$.

Se utilizó el criterio técnico, definido por los autores de realizar un incremento en el valor del cortante basal, siendo este de $V = 698.66\text{Ton}$.

Se detallan los cálculos del cortante basal del diseño final de la estructura en el Anexo 9.

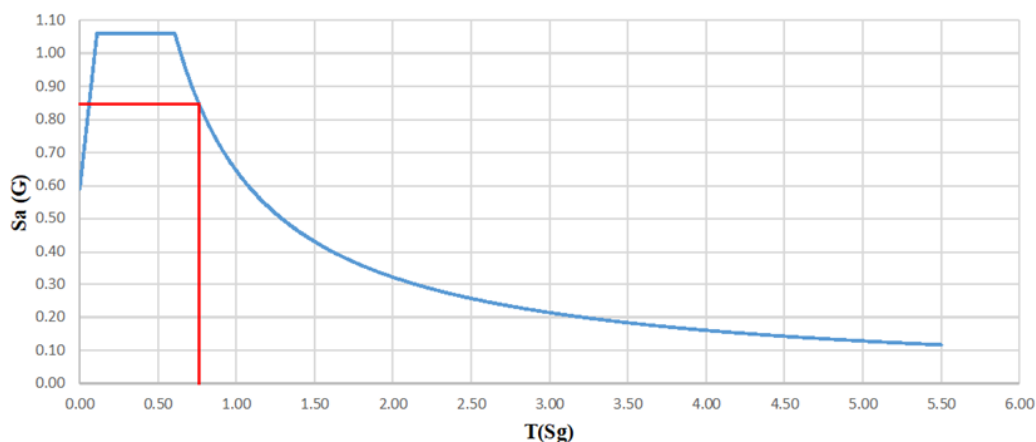
Tabla 55: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales (Diseño Final SCBF)

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	----- W _x *(h _x) ^k S(W _x *(h _x) ^k)	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	432.17	28.00	12100.64	0.17	117.10	117.10
7	608.81	24.50	14915.74	0.21	144.35	261.45
6	612.61	21.00	12864.83	0.18	124.50	385.95
5	612.61	17.50	10720.69	0.15	103.75	489.70
4	615.86	14.00	8621.99	0.12	83.44	573.14
3	615.86	10.50	6466.49	0.09	62.58	635.72
2	619.38	7.00	4335.63	0.06	41.96	677.68
1	619.38	3.50	2167.81	0.03	20.98	698.66
Total			72193.81	Total	698.66	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 41: Espectro de diseño para la Provincia de Santa Elena – Suelo tipo C

**ESPECTRO DE DISEÑO
SUELO TIPO C - SANTA ELENA**



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.1.3. Análisis Lineal para Diseño Final Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

5.1.3.1. Verificación de Sistema SCBF

Se verifica que los pórticos que se encuentran arriostrados en el diseño final de la estructura SCBF resistan más del 75.00% del cortante basal tanto en dirección X como en dirección Y.

Tabla 56: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección X (Diseño Final SCBF)

% SISMO X			
PISO	NODO	F _x (Ton)	V(Ton)
Base	1	-43.7362	-698.66
Base	2	-45.1210	
Base	3	-45.0855	
Base	4	-45.0832	
Base	5	-44.8694	
Base	6	-32.9811	
Base	15	-35.9912	
Base	16	-47.3789	
Base	17	-47.5638	
Base	18	-34.8864	
Base	25	-50.6648	
Base	26	-86.1880	
Base	27	-50.6945	
Total		-610.2440	
%Sismo X		87.34	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 57: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección Y (Diseño Final SCBF)

% SISMO Y			
PISO	NODO	F _y (Ton)	V(Ton)
Base	1	-33.8379	-698.66
Base	6	-50.4636	
Base	7	-46.2639	
Base	12	-85.8711	
Base	13	-46.4950	
Base	15	-48.4413	
Base	18	-50.4928	
Base	19	-46.4931	
Base	21	-48.5980	
Base	22	-46.2761	
Base	24	-48.3259	
Base	25	-33.8277	
Base	27	-35.3452	
Total		-620.7316	
%Sismo Y		88.85	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.1.3.2. Análisis por Derivas de Piso.

Se detalla el procedimiento de cálculo de las derivas inelásticas en el análisis lineal del pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas.

Aplicando el sismo en dirección X y con una excentricidad de -2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%

Tabla 58: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	2.9402	-0.1952	2.9467	0.2300	0.0007	0.3943	CUMPLE
NIVEL 7	2.9162	-0.1786	2.9217	0.3188	0.0009	0.5465	CUMPLE
NIVEL 6	2.5981	-0.1571	2.6028	0.3952	0.0011	0.6775	CUMPLE
NIVEL 5	2.2037	-0.1315	2.2076	0.4547	0.0013	0.7795	CUMPLE
NIVEL 4	1.7499	-0.1029	1.7529	0.4739	0.0014	0.8124	CUMPLE
NIVEL 3	1.2769	-0.0737	1.2790	0.4867	0.0014	0.8343	CUMPLE
NIVEL 2	0.7911	-0.0447	0.7924	0.4682	0.0013	0.8026	CUMPLE
NIVEL 1	0.3237	-0.0178	0.3242	0.3242	0.0009	0.5558	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Aplicando el sismo en dirección Y y con una excentricidad de 2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de $< 2.00\%$

Tabla 59: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	-0.1882	2.9529	2.9589	0.2288	0.0007	0.3923	CUMPLE
NIVEL 7	-0.1711	2.9131	2.9181	0.3184	0.0009	0.5458	CUMPLE
NIVEL 6	-0.1500	2.5954	2.5997	0.3950	0.0011	0.6771	CUMPLE
NIVEL 5	-0.1248	2.2012	2.2047	0.4544	0.0013	0.7789	CUMPLE
NIVEL 4	-0.0968	1.7477	1.7504	0.4735	0.0014	0.8116	CUMPLE
NIVEL 3	-0.0681	1.2751	1.2769	0.4863	0.0014	0.8337	CUMPLE
NIVEL 2	-0.0398	0.7896	0.7906	0.4676	0.0013	0.8016	CUMPLE
NIVEL 1	-0.0142	0.3227	0.3230	0.3230	0.0009	0.5537	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.1.3.3. Análisis por Irregularidad Torsional.

Se realiza el análisis en el piso 3 con los nodos que tienen las derivas elásticas máximas, teniendo como resultado que este edificio no tiene torsión excesiva.

Tabla 60: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)

PISO	NODO	DE	DE MAX	1.2 * PROM DE	DE MAX < 1.2 * PROM DE
NIVEL 3	1A	0.001390	0.001390	0.001597	CUMPLE. NO HAY TORSION EXCESIVA
	6A	0.001271			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 61: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)

PISO	NODO	DE	DE MAX	1.2 * PROM DE	DE MAX < 1.2 * PROM DE
NIVEL 3	6A	0.001274	0.001389	0.001598	CUMPLE. NO HAY TORSION EXCESIVA
	6F	0.001389			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.1.3.4. Análisis de los Efectos de Segundo Orden P-Δ e Índice de Estabilidad Qi.

Se detalla el procedimiento de cálculo del índice de estabilidad en el análisis lineal del pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas.

Tabla 62: Peso Total por Piso (Diseño Final SCBF)

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	414.25	71.68	485.93	485.93
Piso 7	547.37	245.76	793.13	1279.05
Piso 6	551.17	245.76	796.93	2075.98
Piso 5	551.17	245.76	796.93	2872.91
Piso 4	554.42	245.76	800.18	3673.09
Piso 3	554.42	245.76	800.18	4473.27
Piso 2	557.94	245.76	803.70	5276.96
Piso 1	557.94	245.76	803.70	6080.66
Total	4288.66	17925.00	6080.66	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 63: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEix(cm)
NIVEL 8	3.0176	-0.1178	3.0199	0.2260
NIVEL 7	2.7922	-0.0973	2.7939	0.3172
NIVEL 6	2.4755	-0.0766	2.4767	0.3864
NIVEL 5	2.0895	-0.0564	2.0903	0.4392
NIVEL 4	1.6506	-0.0376	1.6510	0.4536
NIVEL 3	1.1972	-0.0213	1.1974	0.4607
NIVEL 2	0.7366	-0.0089	0.7367	0.4373
NIVEL 1	0.2993	-0.0017	0.2993	0.2993

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 64: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X (Diseño Final SCBF)

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEix(cm)	Qi	Qi ≤ 0.3
NIVEL 8	485.93	117.10	0.2260	0.0027	CUMPLE
NIVEL 7	1279.05	261.45	0.3172	0.0044	CUMPLE
NIVEL 6	2075.98	385.95	0.3864	0.0059	CUMPLE
NIVEL 5	2872.91	489.70	0.4392	0.0074	CUMPLE
NIVEL 4	3673.09	573.14	0.4536	0.0083	CUMPLE
NIVEL 3	4473.27	635.72	0.4607	0.0093	CUMPLE
NIVEL 2	5276.96	677.68	0.4373	0.0097	CUMPLE
NIVEL 1	6080.66	698.66	0.2993	0.0074	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 65: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEiy(cm)
NIVEL 8	-0.1170	3.0241	3.0264	0.2254
NIVEL 7	-0.0965	2.7993	2.8010	0.3174
NIVEL 6	-0.0758	2.4824	2.4836	0.3867
NIVEL 5	-0.0557	2.0961	2.0968	0.4398
NIVEL 4	-0.0369	1.6566	1.6570	0.4539
NIVEL 3	-0.0206	1.2029	1.2031	0.4612
NIVEL 2	-0.0083	0.7418	0.7418	0.4387
NIVEL 1	-0.0013	0.3031	0.3031	0.3031

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 66: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (Diseño Final SCBF)

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEiy(cm)	Qi	Qi ≤ 0.3
NIVEL 8	485.93	117.10	0.2254	0.0027	CUMPLE
NIVEL 7	1279.05	261.45	0.3174	0.0044	CUMPLE
NIVEL 6	2075.98	385.95	0.3867	0.0059	CUMPLE
NIVEL 5	2872.91	489.70	0.4398	0.0074	CUMPLE
NIVEL 4	3673.09	573.14	0.4539	0.0083	CUMPLE
NIVEL 3	4473.27	635.72	0.4612	0.0093	CUMPLE
NIVEL 2	5276.96	677.68	0.4387	0.0098	CUMPLE
NIVEL 1	6080.66	698.66	0.3031	0.0075	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

5.1.4. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.

Los valores de C_b , P_u , P_c , P_r , M_{rx} , M_{ry} , M_{cx} y M_{cy} se obtienen utilizando la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS y las combinaciones de carga definidas en la sección 3.1.2. (Ver resultados en Anexo 10).

5.1.4.1. Verificación de Resistencia de Vigas Principales.

Perfil de vigas principales: W18X55.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{0}{2(285.6309 \text{ Ton})} + \left(\frac{38.6013 \text{ Ton m}}{58.0613 \text{ Ton m}} + \frac{0}{9.5905 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$0.665 \leq 1.00$ (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 5.98$

Para Alma: $\lambda = 41.10$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.33$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.88$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

$5.98 < 7.33$ (Satisface la condición).

$41.10 < 59.88$ (Satisface la condición).

5.1.4.2. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 1 y 2.

Perfil de columnas de pisos 1 y 2: W27X258.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{1061.0974 \text{ Ton}}{1419.3591 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{441.6809 \text{ Ton m}} + \frac{0}{96.9417 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

$0.748 \leq 1.00$ (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 4.03$

Para Alma: $\lambda = 24.40$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 13.69$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_r$

4.03 < 13.69 (Las Alas son compactas).

Como $\lambda < \lambda_r$

24.40 < 36.42 (El Alma es compacta).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 4.03$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

4.03 < 7.33 (Satisface la condición).

Para Alma: $\lambda = 24.40$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{502591.03 \text{kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (490.32 \text{cm}^2)}$$

$$C_a = 0.32 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.32)}$$

$$\lambda_{hd} = 49.05$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

24.40 < 49.05 (Satisface la condición).

5.1.4.3. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 3 y 4.

Perfil de columnas de pisos 3 y 4: W27X235.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{598.8709 \text{ Ton}}{1292.2181 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{400.2085 \text{ Ton m}} + \frac{0}{87.0920 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.463 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: λ = 4.41

Para Alma: λ = 26.20

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como λ < λ_r

Como λ < λ_r

4.41 < 13.69 (Las Alas son compactas).

26.20 < 36.42 (El Alma es compacta).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 4.41

Para Alma: λ = 26.20

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$C_a = \frac{368534.00 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (447.74 \text{ cm}^2)}$$

Como λ < λ_{hd}

$$C_a = 0.26 > 0.125$$

4.41 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.26)}$$

$$\lambda_{hd} = 50.25$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

26.20 < 50.25 (Satisface la condición).

5.1.4.4. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 5 y 6.

Perfil de columnas de pisos 5 y 6: W27X217.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{93.4998 \text{ Ton}}{2(1189.1799 \text{ Ton})} + \left(\frac{4.8208 \text{ Ton m}}{368.5858 \text{ Ton m}} + \frac{16.7719 \text{ Ton m}}{79.8343 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.262 \leq 1.00 (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 4.71$

Para Alma: $\lambda = 28.70$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_r$

Como $\lambda < \lambda_r$

4.71 < 13.69 (Las Alas son compactas).

28.70 < 36.42 (El Alma es compacta).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 4.71$

Para Alma: $\lambda = 28.70$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

4.71 < 7.33 (Satisface la condición).

$$C_a = \frac{235782.41 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (412.90 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.18 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (2.93 - 0.18)$$

$$\lambda_{hd} = 51.75$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

28.70 < 51.75 (Satisface la condición).

5.1.4.5. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 7 y 8.

Perfil de columnas de pisos 7 y 8: W27X194.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{44.5267 \text{ Ton}}{2(1061.0352 \text{ Ton})} + \left(\frac{2.2153 \text{ Ton m}}{327.1134 \text{ Ton m}} + \frac{16.9878 \text{ Ton m}}{70.5030 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.269 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión de resistencia a pandeo local.-

Para Ala: $\lambda = 5.24$

Para Alma: $\lambda = 31.80$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 13.69$$

Como $\lambda < \lambda_r$

5.24 < 13.69 (Las Alas son compactas).

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 36.42$$

Como $\lambda < \lambda_r$

31.80 < 36.42 (El Alma es compacta).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: $\lambda = 5.24$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

5.24 < 7.33 (Satisface la condición).

Para Alma: $\lambda = 31.80$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{103731.42 \text{kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (369.03 \text{cm}^2)}$$

$$C_a = 0.09 < 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1.00 - 0.93 C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (1 - 0.93(0.09))$$

$$\lambda_{hd} = 54.94$$

Como $\lambda < \lambda_{hd}$

31.80 < 54.94 (Satisface la condición).

5.1.4.6. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 1 y 2.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 1 y 2: HSS 6.875 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{74.7085 \text{ Ton}}{96.7091 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1512 \text{ Ton m}}{8.31 \text{ Ton m}} + \frac{0}{8.31 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.789 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 14.80$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y} = 0.038 \left(\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2950.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\lambda_{hd} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_{hd}$

14.80 < 27.05 (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{5.77 \text{ cm}} \leq 200$$

92.18 ≤ 200 (Satisface la condición).

5.1.4.7. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 3 y 4.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 3 y 4: HSS 6.625 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{72.6387 \text{ Ton}}{89.1880 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1453 \text{ Ton m}}{7.7009 \text{ Ton m}} + \frac{0}{7.7009 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.831 \leq 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 14.20$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

14.20 $<$ 27.05 (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{5.54 \text{ cm}} \leq 200$$

95.99 \leq 200 (Satisface la condición).

5.1.4.8. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 5 y 6.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 3 y 4: HSS 6.000 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{60.5391 \text{ Ton}}{73.7516 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1306 \text{ Ton m}}{7.4132 \text{ Ton m}} + \frac{0}{7.4132 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.837 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 12.90$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

12.90 < 27.05 (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{4.98 \text{ cm}} \leq 200$$

106.76 ≤ 200 (Satisface la condición).

5.1.4.9. Verificación de Resistencia de Diagonales Concéntricas Especiales de Piso 7 y 8.

Perfil de diagonales rigidizadoras concéntricas de pisos 7 y 8: HSS 5.500 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{40.1905 \text{ Ton}}{55.6929 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1189 \text{ Ton m}}{5.1339 \text{ Ton m}} + \frac{0}{5.1339 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.742 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para: $D/t = 12.00$

$$\lambda_{hd} = 0.038 \frac{E}{F_y} = 27.05$$

Como $D/t < \lambda_r$

$12.00 < 27.05$ (Satisface la condición).

Revisión de Esbeltez Máxima.-

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{(1.00)(531.51 \text{ cm})}{4.60 \text{ cm}} \leq 200$$

$115.61 \leq 200$ (Satisface la condición).

5.2. Análisis del Diseño Final de la Estructura con Pórticos Arriostrados Excéntricamente (EBF).

5.2.1. Verificación de la Longitud del Enlace.

Se debe verificar que la longitud del enlace $e = 1.00\text{m}$ utilizada en el diseño final, no exceda la longitud de enlace corto permitido para un perfil de viga W18x55.

Datos de perfil de viga principal W18x55

$$Z_x = 1835.35 \text{ cm}^3 \quad d = 45.97 \text{ cm} \quad t_w = 0.99\text{cm} \quad t_f = 1.60\text{cm}$$

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$e \leq 1.6 \frac{F_y Z_x}{0.60 F_y (d - 2t_f) t_w}$$

$$e \leq 1.6 \frac{\left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (1835.35 \text{ cm}^3)}{0.60 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (45.97 \text{ cm} - 2(1.60 \text{ cm})) (0.99 \text{ cm})} \leq 115.59 \text{ cm}$$

$$e \leq 1.16 \text{ m}$$

$$1.00 \text{ m} < 1.16 \text{ m} \text{ (Satisface la condición)}$$

5.2.2. Peso Sísmico del Diseño Final de la Estructura EBF.

Se detallan los cálculos del peso sísmico del diseño final de la estructura en el Anexo 11.

Tabla 67: Peso Sísmico de Piso (Diseño Final EBF)

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	413.87	17.92	431.79
Piso 7	546.99	61.44	608.43
Piso 6	550.75	61.44	612.19
Piso 5	550.75	61.44	612.19
Piso 4	553.95	61.44	615.39
Piso 3	553.95	61.44	615.39
Piso 2	557.45	61.44	618.89
Piso 1	557.45	61.44	618.89
		Total	4733.15

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.2.3. Cortante Basal del Diseño de la Estructura EBF.

Usando el periodo de vibración $T = 0.85 \text{ sg}$ tomado del análisis realizado por el programa ETABS de la estructura de pre-diseño EBF y el periodo de cambio $T_c = 0.61 \text{ sg}$ que se determinó en el cálculo del cortante basal de la estructura de pre-diseño SCBF se obtienen los siguientes valores $S_a = 0.76$, $k = 1.17$ y $V = 500.31 \text{ Ton}$.

Se utilizó el criterio técnico, definido por los autores, de realizar un incremento en el valor del cortante basal, siendo este de $V = 698.14 \text{ Ton}$.

Se detallan el cálculo del cortante basal del diseño final de la estructura en el Anexo 12.

Tabla 68: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales (Diseño Final EBF)

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum(W_x*(h_x)^k)}$	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	431.79	28.00	12090.02	0.17	117.00	117.00
7	608.43	24.50	14906.45	0.21	144.26	261.26
6	612.19	21.00	12856.04	0.18	124.41	385.67
5	612.19	17.50	10713.37	0.15	103.68	489.35
4	615.39	14.00	8615.45	0.12	83.38	572.72
3	615.39	10.50	6461.58	0.09	62.53	635.25
2	618.89	7.00	4332.22	0.06	41.92	677.18
1	618.89	3.50	2166.11	0.03	20.96	698.14
Total			72141.24	Total	698.14	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.2.4. Análisis lineal del Diseño Final Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

5.2.4.1. Verificación de sistema EBF.

Se verifica que los pórticos que se encuentran arriostrados en el diseño final de la estructura SCBF resistan más del 75.00% del cortante basal tanto en dirección X como en dirección Y.

Tabla 69: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección X (Diseño Final EBF)

% SISMO X			
PISO	NODO	F _x (Ton)	V(Ton)
Base	1	-42.4037	-698.14
Base	2	-44.2684	
Base	3	-44.2604	
Base	4	-44.2591	
Base	5	-44.2661	
Base	6	-28.3279	
Base	15	-31.9558	
Base	16	-47.0589	
Base	17	-47.0903	
Base	18	-30.0604	
Base	25	-49.0676	
Base	26	-78.9516	
Base	27	-49.1156	
Total		-581.0858	
%Sismo X		83.23	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 70: Porcentaje de Corte Basal Resistido en Dirección Y (Diseño Final EBF)

% SISMO Y			
PISO	NODO	F _y (Ton)	V(Ton)
Base	1	-29.2930	-698.14
Base	6	-48.8252	
Base	7	-46.1596	
Base	12	-78.6027	
Base	13	-46.1553	
Base	15	-47.9910	
Base	18	-48.8722	
Base	19	-46.1540	
Base	21	-48.1249	
Base	22	-46.1615	
Base	24	-48.1282	
Base	25	-29.2881	
Base	27	-30.5905	
Total		-594.3462	
%Sismo Y		85.13	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.2.4.2. Análisis por Derivas de Piso.

Se detalla el procedimiento de cálculo de las derivas inelásticas en el análisis lineal del pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas.

Aplicando el sismo en dirección X y con una excentricidad de -2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%

Tabla 71: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF)

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	4.4225	-0.2875	4.4318	0.2767	0.0008	0.4743	CUMPLE
NIVEL 7	4.1467	-0.2647	4.1551	0.4134	0.0012	0.7086	CUMPLE
NIVEL 6	3.7344	-0.2349	3.7418	0.5378	0.0015	0.9219	CUMPLE
NIVEL 5	3.1979	-0.1981	3.2040	0.6370	0.0018	1.0920	CUMPLE
NIVEL 4	2.5623	-0.1562	2.5671	0.6903	0.0020	1.1834	CUMPLE
NIVEL 3	1.8734	-0.1122	1.8768	0.7231	0.0021	1.2396	CUMPLE
NIVEL 2	1.1517	-0.0675	1.1537	0.6975	0.0020	1.1958	CUMPLE
NIVEL 1	0.4554	-0.0260	0.4561	0.4561	0.0013	0.7820	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Aplicando el sismo en dirección Y y con una excentricidad de 2.00 metros perpendicular a la fuerza se encontró que las derivas inelásticas de todos los pisos del edificio cumplen con la normativa de < 2.00%

Tabla 72: Derivas Inelásticas con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF)

PISOS	X cm	Y cm	R cm	DE cm	DE/h	DM %	DM<2.00%
NIVEL 8	-0.2741	4.4225	4.4310	0.2773	0.0008	0.4754	CUMPLE
NIVEL 7	-0.2502	4.1461	4.1536	0.4135	0.0012	0.7089	CUMPLE
NIVEL 6	-0.2207	3.7336	3.7401	0.5380	0.0015	0.9223	CUMPLE
NIVEL 5	-0.1846	3.1968	3.2021	0.6373	0.0018	1.0925	CUMPLE
NIVEL 4	-0.1438	2.5608	2.5648	0.6905	0.0020	1.1838	CUMPLE
NIVEL 3	-0.1006	1.8716	1.8743	0.7232	0.0021	1.2397	CUMPLE
NIVEL 2	-0.0575	1.1497	1.1511	0.6968	0.0020	1.1945	CUMPLE
NIVEL 1	-0.0195	0.4539	0.4543	0.4543	0.0013	0.7788	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.2.4.3. Análisis por Irregularidad Torsional.

Se realiza el análisis en el piso 3 con los nodos que tienen las derivas elásticas máximas, teniendo como resultado que este edificio no tiene torsión excesiva.

Tabla 73: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF)

PISO	NODO	DE	DE MAX	1.2 * PROM DE	DE MAX < 1.2 * PROM DE
NIVEL 3	1A	0.002066	0.002066	0.002333	CUMPLE. NO HAY TORSION EXCESIVA
	6A	0.001822			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 74: Irregularidad Torsional con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF)

PISO	NODO	DE	DE MAX	1.2 * PROM DE	DE MAX < 1.2 * PROM DE
NIVEL 3	6A	0.001832	0.002066	0.002339	CUMPLE. NO HAY TORSION EXCESIVA
	6F	0.002066			

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.2.4.4. Análisis de los Efectos de Segundo Orden P-Δ e Índice de Estabilidad Qi.

Se detalla el procedimiento de cálculo del índice de estabilidad en el análisis lineal del pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas.

Tabla 75: Peso Total por Piso (Diseño Final EBF)

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	413.87	71.68	485.55	485.55
Piso 7	546.99	245.76	792.75	1278.29
Piso 6	550.75	245.76	796.51	2074.81
Piso 5	550.75	245.76	796.51	2871.32
Piso 4	553.95	245.76	799.71	3671.03
Piso 3	553.95	245.76	799.71	4470.74
Piso 2	557.45	245.76	803.21	5273.94
Piso 1	557.45	245.76	803.21	6077.15
Total	4285.15	1792.00	6077.15	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 76: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF)

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEix(cm)
NIVEL 8	4.1427	-0.1058	4.1441	0.2679
NIVEL 7	3.8752	-0.0867	3.8762	0.3956
NIVEL 6	3.4799	-0.0679	3.4806	0.5087
NIVEL 5	2.9715	-0.0495	2.9719	0.5978
NIVEL 4	2.3739	-0.0325	2.3741	0.6437
NIVEL 3	1.7303	-0.0180	1.7304	0.6701
NIVEL 2	1.0603	-0.0074	1.0603	0.6421
NIVEL 1	0.4182	-0.0015	0.4182	0.4182

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 77: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X (Diseño Final EBF)

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEix(cm)	Qi	Qi ≤ 0.3
NIVEL 8	485.55	117.00	0.2679	0.0032	CUMPLE
NIVEL 7	1278.29	261.26	0.3956	0.0055	CUMPLE
NIVEL 6	2074.81	385.67	0.5087	0.0078	CUMPLE
NIVEL 5	2871.32	489.35	0.5978	0.0100	CUMPLE
NIVEL 4	3671.03	572.72	0.6437	0.0118	CUMPLE
NIVEL 3	4470.74	635.25	0.6701	0.0135	CUMPLE
NIVEL 2	5273.94	677.18	0.6421	0.0143	CUMPLE
NIVEL 1	6077.15	698.14	0.4182	0.0104	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 78: Deriva Elástica del Centro de Masa con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF)

PISOS	X(cm)	Y(cm)	R(cm)	DEiy(cm)
NIVEL 8	-0.1043	4.1611	4.1624	0.2671
NIVEL 7	-0.0852	3.8944	3.8953	0.3965
NIVEL 6	-0.0663	3.4982	3.4988	0.5098
NIVEL 5	-0.0479	2.9886	2.9890	0.5996
NIVEL 4	-0.0310	2.3892	2.3894	0.6453
NIVEL 3	-0.0167	1.7440	1.7441	0.6723
NIVEL 2	-0.0062	1.0718	1.0718	0.6465
NIVEL 1	-0.0007	0.4253	0.4253	0.4253

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 79: Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (Diseño Final EBF)

PISOS	Pi(Ton)	Vi(Ton)	DEiy(cm)	Qi	Qi ≤ 0.3
NIVEL 8	485.55	117.00	0.2671	0.0032	CUMPLE
NIVEL 7	1278.29	261.26	0.3965	0.0055	CUMPLE
NIVEL 6	2074.81	385.67	0.5098	0.0078	CUMPLE
NIVEL 5	2871.32	489.35	0.5996	0.0101	CUMPLE
NIVEL 4	3671.03	572.72	0.6453	0.0118	CUMPLE
NIVEL 3	4470.74	635.25	0.6723	0.0135	CUMPLE
NIVEL 2	5273.94	677.18	0.6465	0.0144	CUMPLE
NIVEL 1	6077.15	698.14	0.4253	0.0106	CUMPLE

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

5.2.5. Verificación de Resistencia de Elementos Críticos.

Los valores de C_b , V_u , P_u , P_c , P_r , M_{rx} , M_{ry} , M_{cx} y M_{cy} se obtienen utilizando la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS y las combinaciones de carga definidas en la sección 3.1.2. (Ver Resultados en Anexo 13).

5.2.5.1. Verificación de Resistencia de Vigas Principales.

Perfil de vigas principales: W18X55.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{0}{2(290.6212 \text{ Ton})} + \left(\frac{40.7879 \text{ Ton m}}{58.0613 \text{ Ton m}} + \frac{0}{9.5905 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.702 \leq 1.00 (Satisface la condición).

Revisión de miembros de ductilidad moderada.-

Para Ala: $\lambda = 5.98$

Para Alma: $\lambda = 41.10$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.29$$

$$\lambda_{md} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 91.90$$

Como $\lambda < \lambda_{md}$

Como $\lambda < \lambda_{md}$

5.98 < 9.29 (Satisface la condición).

41.10 < 91.90 (Satisface la condición).

5.2.5.2. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 1 y 2.

Perfil de columnas de pisos 1 y 2: W27X258.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{1035.9569 \text{ Ton}}{1419.3591 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{441.6809 \text{ Ton m}} + \frac{0}{96.9417 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.730 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 4.03

Para Alma: λ = 24.40

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 7.33$$

$$C_a = \frac{502534.76 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (490.32 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.32 > 0.125$$

Como λ < λ_{hd}

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

4.03 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (2.93 - 0.32)$$

$$\lambda_{hd} = 49.05$$

Como λ < λ_{hd}

24.40 < 49.05 (Satisface la condición).

5.2.5.3. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 3 y 4.

Perfil de columnas de pisos 3 y 4: W27X235.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{579.2201 \text{ Ton}}{1292.2181 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{400.2085 \text{ Ton m}} + \frac{0}{87.092 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.448 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 4.41

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como λ < λ_{hd}

4.41 < 7.33 (Satisface la condición).

Para Alma: λ = 26.20

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{368483.24 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (447.74 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.26 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (2.93 - 0.26)}$$

$$\lambda_{hd} = 50.25$$

Como λ < λ_{hd}

26.20 < 50.25 (Satisface la condición).

5.2.5.4. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 5 y 6.

Perfil de columnas de pisos 5 y 6: W27X217.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{96.4088 \text{ Ton}}{2(1189.1799 \text{ Ton})} + \left(\frac{5.2027 \text{ Ton m}}{368.5858 \text{ Ton m}} + \frac{17.689 \text{ Ton m}}{79.8343 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.276 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 4.71

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

Como λ < λ_{hd}

4.71 < 7.33 (Satisface la condición).

Para Alma: λ = 28.70

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{235744.08 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (412.90 \text{ cm}^2)}$$

$$C_a = 0.18 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} (2.93 - 0.18)$$

$$\lambda_{hd} = 51.75$$

Como λ < λ_{hd}

28.70 < 51.75 (Satisface la condición).

5.2.5.5. Verificación de Resistencia de Columnas de Piso 7 y 8.

Perfil de columnas de pisos 7 y 8: W27X194.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{42.0421 \text{ Ton}}{2(106.0352 \text{ Ton})} + \left(\frac{11.6583 \text{ Ton m}}{327.1134 \text{ Ton m}} + \frac{15.3505 \text{ Ton m}}{70.5030 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.273 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de alta ductilidad.-

Para Ala: λ = 5.24

Para Alma: λ = 31.80

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$\lambda_{hd} = 7.33$$

$$C_a = \frac{103710.78 \text{ kg}}{0.9 \left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (369.03 \text{ cm}^2)}$$

Como λ < λ_{hd}

$$C_a = 0.07 < 0.125$$

5.74 < 7.33 (Satisface la condición).

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1.00 - 0.93 C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (1 - 0.93(0.07))}$$

$$\lambda_{hd} = 54.94$$

Como λ < λ_{hd}

31.80 < 54.94 (Satisface la condición).

5.2.5.6. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 1 y 2.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 1 y 2: HSS 6.875 X 0.375.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{76.6423 \text{ Ton}}{103.4213 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1232 \text{ Ton m}}{8.31 \text{ Ton m}} + \frac{0}{8.31 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.754 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 14.80$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 0.044 \left(\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2950.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

14.80 < 31.32 (Satisface la condición).

5.2.5.7. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 3 y 4.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 3 y 4: HSS 6.625 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{75.5831 \text{ Ton}}{95.9081 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1184 \text{ Ton m}}{7.7009 \text{ Ton m}} + \frac{0}{7.7009 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.802 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 14.20$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

14.20 < 31.32 (Satisface la condición).

5.2.5.8. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 5 y 6.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 5 y 6: HSS 6.000 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{61.7732 \text{ Ton}}{77.0766 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.1065 \text{ Ton m}}{6.2216 \text{ Ton m}} + \frac{0}{6.2216 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.817 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 12.90$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_{md} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

12.90 < 31.32 (Satisface la condición).

5.2.5.9. Verificación de Resistencia de Diagonales Excéntricas de Piso 7 y 8.

Perfil de diagonales rigidizadoras excéntricas de pisos 7 y 8: HSS 5.500 X 0.500.

Resistencia del elemento.-

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{40.5015 \text{ Ton}}{62.0724 \text{ Ton}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0969 \text{ Ton m}}{5.1339 \text{ Ton m}} + \frac{0}{5.1339 \text{ Ton m}} \right) \leq 1.00$$

0.669 ≤ 1.00 (Satisface la condición).

Revisión para miembros de ductilidad moderada.-

Para: $D/t = 12.00$

$$\lambda_{md} = 0.044 \frac{E}{F_y} = 31.32$$

Como $D/t < \lambda_{md}$

12.00 < 31.32 (Satisface la condición).

5.2.5.10. Verificación de resistencia del enlace.

Perfil del enlace (viga principal): W18X55.

$V_u = 43.46 \text{ Ton}$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{P_u}{F_y A_g} \leq 0.15$$

$$\frac{43.46 \text{ Ton}}{\left(3.52 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right) (104.52 \text{ cm}^2)} \leq 0.15$$

0.12 ≤ 0.15

Fluencia por corte.

$$V_n = V_p = 0.60 F_y (d - 2t_f) t_w$$

$$V_n = 0.60 \left(3.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (45.97\text{cm} - 2(1.60\text{cm}))(0.99\text{cm}) = 89.36 \text{ Ton}$$

Fluencia por flexión.

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} = 2 \frac{F_y Z_x}{e}$$

$$V_d = 2 \frac{\left(3515.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (1835.35 \text{ cm}^3)}{100.00\text{cm}} = 129.03 \text{ Ton}$$

Se elige el menor valor entre la fluencia por corte y la fluencia por flexión para verificar la resistencia al corte del perfil de viga en donde está ubicado el enlace.

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$43.46 \text{ Ton} \leq (0.9)(89.36 \text{ Ton})$$

$$43.46 \text{ Ton} \leq 80.43 \text{ Ton (Satisface la condición).}$$

5.3. Verificación del desempeño sísmico de la estructura.

El análisis sísmico no lineal de la estructura se realiza a través del método Pushover usando el programa SAP2000. Se modelan los perfiles de los elementos estructurales definitivos para ambos diseños finales (SCBF Y EBF), que cumplen con los requerimientos de normas AISC.

Los análisis Pushover se hacen en la dirección X, teniendo una excentricidad del centro de masa de -(5%) Ly perpendicular a la fuerza y en la dirección Y, teniendo una excentricidad del centro de masa de (5%) Lx perpendicular a la fuerza (Muñiz&Alarcón, 2019).

Se definen los casos de carga:

- **CGNL:** Carga de gravedad no lineal (incluyen los patrones de carga estático: cargas muerta sobrepuesta y peso propio con un factor de escala de 1 y la carga viva con un factor de escala de 0.25)

- **AENL:** Análisis elástico no lineal (incluye los valores de patrón de carga de cada piso y se especifica el caso de carga CGNL para que el programa SAP2000 analice considerando las cargas de gravedad) (Muñiz&Alarcón, 2019).

Los casos de carga anteriormente mencionados son analizados en el nodo de control que se define para cada dirección del sismo, descritos a continuación:

- **Sismo en Dirección X:** Nodo 76 ubicado en el octavo piso de la estructura entre los ejes 1 y C
- **Sismo en Dirección Y:** Nodo 97 ubicado en el octavo piso de la estructura entre los ejes 4 y F

Se definen las propiedades inelásticas de los materiales usando parámetros de las rótulas plásticas definidas por FEMA 356, se asume que las posibles rótulas plásticas en las columnas y vigas principales se formarán a una distancia del 5% y 95% de la longitud de vigas y columnas y al 50% de la longitud de las diagonales.

5.3.1. Comportamiento No Lineal de la estructura con sistema de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

Para calcular los patrones de cargas que actúan en cada piso de la estructura se divide la fuerza horizontal de cada uno de estos pisos para un valor de 100, obteniéndose los siguientes valores.

Tabla 80: Patrón de carga para SCBF.

# Piso	Patrón de carga
8	1.1710
7	1.4435
6	1.2450
5	1.0375
4	0.8344
3	0.6258
2	0.4196
1	0.2098

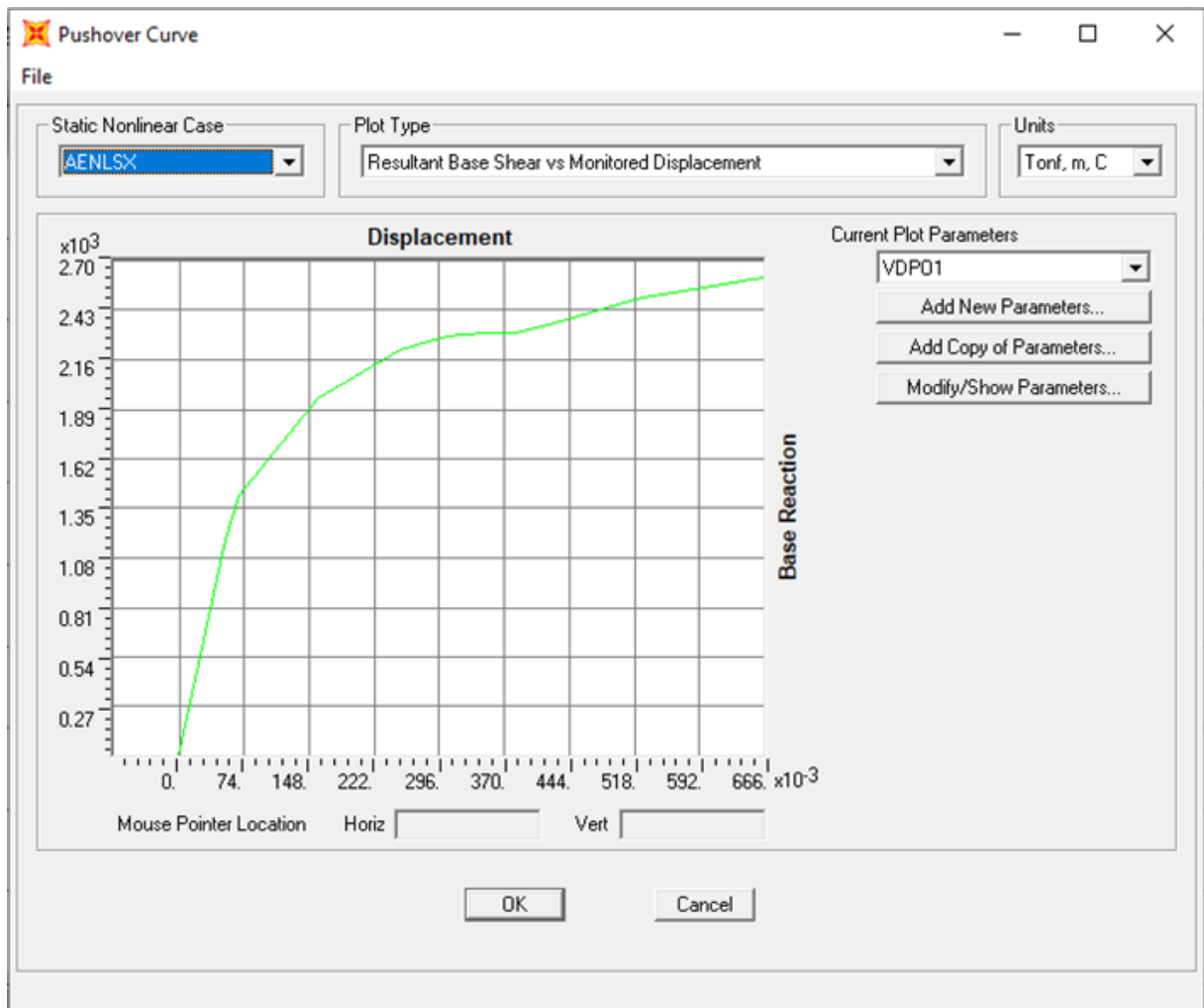
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 81: Resultados de la Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo X).

Etapa	Desplaza M	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	>E	Total
0	-0.000534	0	1328	0	0	0	0	0	0	0	1328
1	0.052110	1181.6395	1326	2	0	0	0	0	0	0	1328
2	0.066918	1414.9936	1305	12	4	0	0	7	0	0	1328
3	0.156708	1951.1445	1271	4	9	0	0	44	0	0	1328
4	0.250559	2213.6955	1233	17	15	12	2	49	0	0	1328
5	0.296414	2278.6336	1199	24	33	6	10	56	0	0	1328
6	0.306700	2286.4803	1191	28	37	6	8	56	2	0	1328
7	0.306700	2286.4803	1191	28	37	6	8	56	0	2	1328
8	0.320492	2295.1807	1188	24	43	4	8	57	2	2	1328
9	0.320492	2295.1807	1188	24	43	4	8	57	0	4	1328
10	0.324263	2297.1019	1186	23	46	3	9	56	1	4	1328
11	0.324263	2297.1019	1186	23	46	3	9	56	0	5	1328
12	0.327535	2298.6445	1183	23	49	3	5	59	1	5	1328
13	0.327535	2298.6445	1183	23	49	3	5	59	0	6	1328
14	0.330383	2299.5408	1182	22	51	3	4	58	2	6	1328
15	0.330383	2299.5408	1182	22	51	3	4	58	0	8	1328
16	0.333389	2300.3409	1179	21	54	4	4	57	1	8	1328
17	0.333389	2300.3409	1179	21	54	4	4	57	0	9	1328
18	0.341766	2301.978	1173	24	56	4	5	55	2	9	1328
19	0.341766	2301.978	1173	24	56	4	5	55	0	11	1328
20	0.346724	2302.6271	1168	28	57	3	6	55	0	11	1328
21	0.350530	2302.9025	1166	25	62	3	5	56	0	11	1328
22	0.352992	2302.9614	1164	24	65	3	4	55	2	11	1328
23	0.352992	2302.9614	1164	24	65	3	4	55	1	12	1328
24	0.352992	2302.9614	1164	24	65	3	4	55	0	13	1328
25	0.356874	2302.8972	1164	24	65	3	4	54	1	13	1328
26	0.356874	2302.8972	1164	24	65	3	4	54	0	14	1328
27	0.359697	2302.8504	1162	26	64	4	4	54	0	14	1328
28	0.362773	2303.6885	1161	26	65	4	3	54	1	14	1328
29	0.362773	2303.6885	1161	26	65	4	3	54	0	15	1328
30	0.365581	2304.3561	1160	23	69	4	2	54	1	15	1328
31	0.365581	2304.3561	1160	23	69	4	2	54	0	16	1328
32	0.373411	2305.8399	1157	24	71	3	3	54	0	16	1328
33	0.378664	2308.1444	1153	25	72	5	3	53	1	16	1328
34	0.378664	2308.1444	1153	25	72	5	3	53	0	17	1328
35	0.382038	2309.9526	1150	28	71	6	3	52	1	17	1328
36	0.382038	2309.9526	1150	28	71	6	3	52	0	18	1328
37	0.391478	2318.3143	1147	24	78	4	4	50	3	18	1328
38	0.391478	2318.3143	1147	24	78	4	4	50	0	21	1328
39	0.413547	2343.5111	1135	24	88	4	4	51	1	21	1328
40	0.527180	2499.1796	1083	21	132	6	5	53	0	28	1328
41	0.642441	2593.6169	1052	5	140	34	3	60	3	31	1328
42	0.642441	2593.6169	1052	5	140	34	3	60	1	33	1328
43	0.649940	2598.4234	1052	3	140	36	3	57	3	34	1328
44	0.649940	2598.4234	1052	3	140	36	3	57	0	37	1328
45	0.670070	2611.0805	1045	9	136	35	7	58	1	37	1328

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 42: Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo X).

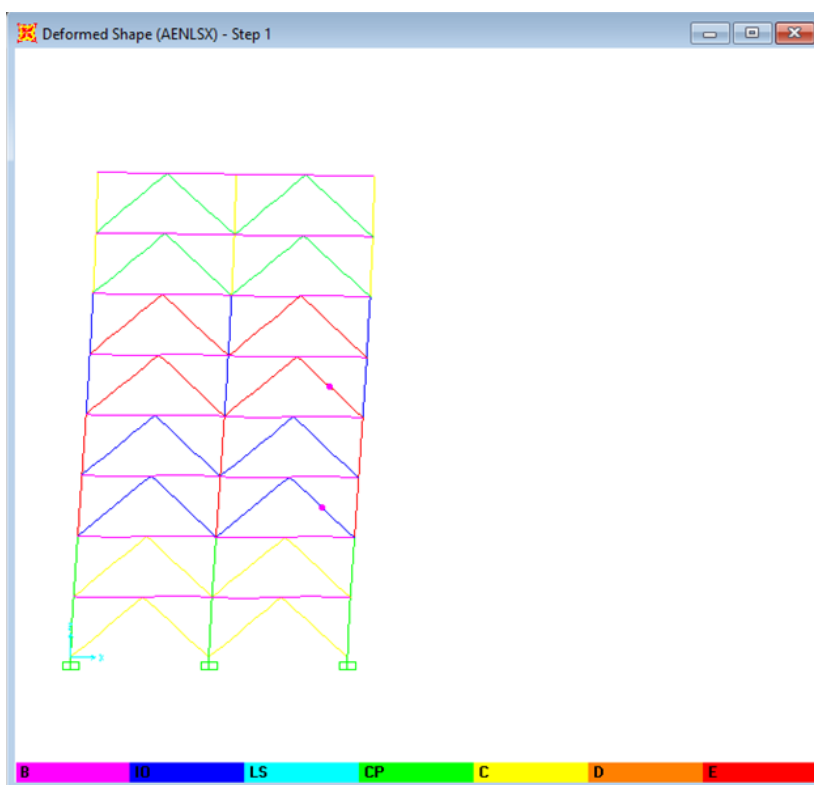


Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

En la tabla 81 se reporta la secuencia incremental de carga que constituye la curva de capacidad (Curva Pushover) y se tiene que las 2 primeras rótulas plásticas se presentan en la estructura en la etapa 1 cuando esta se encuentra sometida a un cortante basal de 1181.6395 Ton, esta rotulas se forman en las diagonales rigidizadoras de los pisos 3 y 5 en el eje 1 (Gráfico 43).

Con los resultados obtenidos del análisis no lineal se puede verificar que la estructura ha sido diseñada con una rigidez alta, siendo este el resultado del cumplimiento de los requerimientos lineales de diseño sismo resistente para control de derivas. En el Anexo 14 se presentan los gráficos de distintas etapas donde se ha producido cambio significativo en el desempeño de las estructuras, tanto para cargas en la dirección X y como para la dirección Y.

Gráfico 43: Rotula Plástica en Etapa 1 (Sistema SCBF Sismo X).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

5.3.2. Comportamiento No Lineal de la estructura con sistema de Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

Para calcular los patrones de cargas que actúan en cada piso de la estructura se divide la fuerza horizontal de cada uno de estos pisos para un valor de 100, obteniéndose los siguientes valores.

Tabla 82: Patrón de carga para EBF.

# Piso	Patrón de carga
8	1.1700
7	1.4426
6	1.2441
5	1.0368
4	0.8338
3	0.6253
2	0.4192
1	0.2096

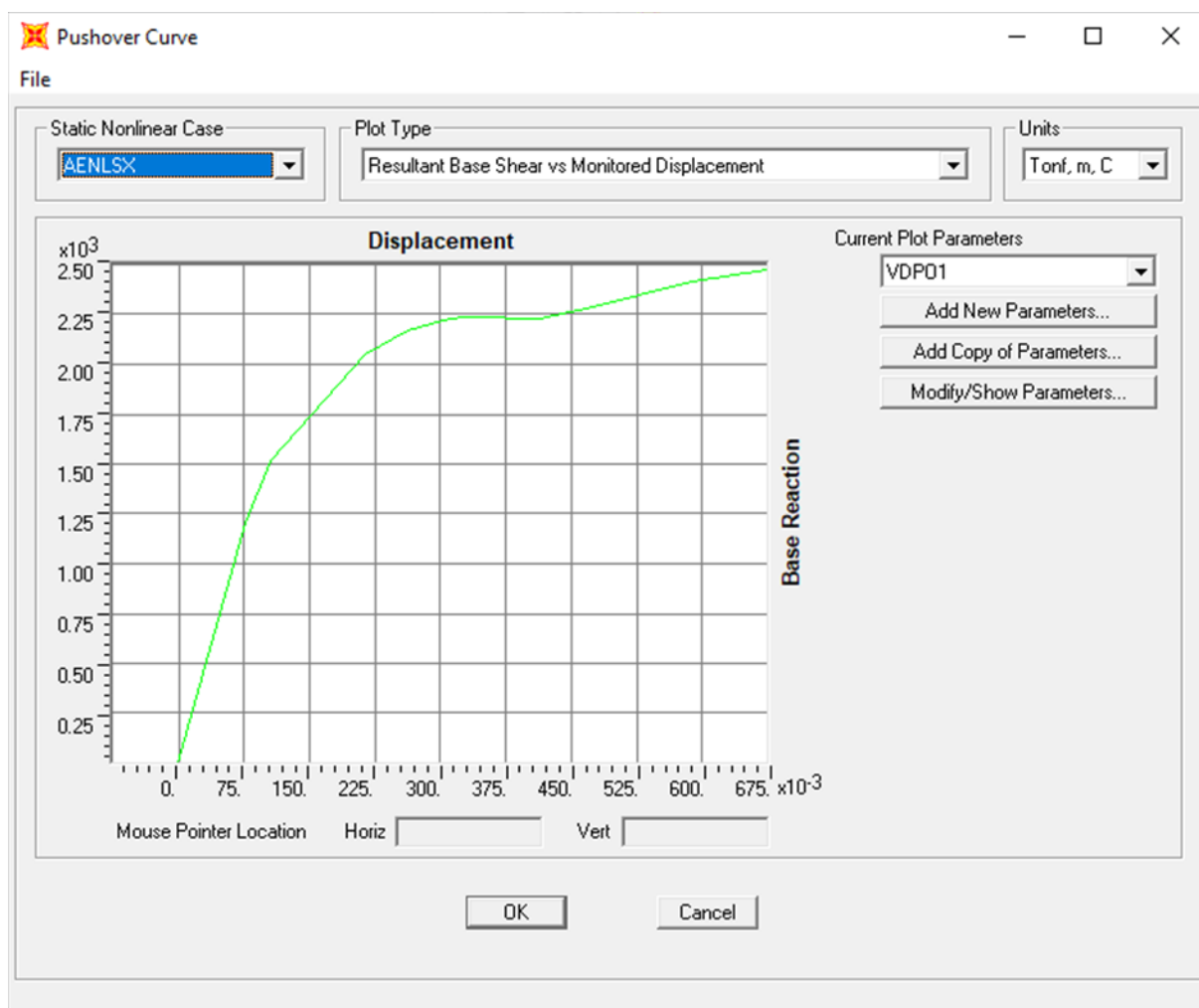
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla 83: Resultados de la Curva Pushover (Sistema EBF Sismo X).

Etapa	Desplaza M	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	>E	Total
0	-0.000537	0	1328	0	0	0	0	0	0	0	1328
1	0.075468	1203.466	1327	1	0	0	0	0	0	0	1328
2	0.105078	1516.5621	1300	9	8	0	0	11	0	0	1328
3	0.213861	2046.9575	1270	5	7	0	0	46	0	0	1328
4	0.262416	2170.3824	1243	15	17	5	0	48	0	0	1328
5	0.30376	2222.8947	1215	21	28	8	5	51	0	0	1328
6	0.324942	2236.2073	1201	26	31	9	7	54	0	0	1328
7	0.327824	2237.4106	1200	23	35	9	7	53	1	0	1328
8	0.327824	2237.4106	1200	23	35	9	7	53	0	1	1328
9	0.330577	2238.4345	1198	25	34	10	6	53	1	1	1328
10	0.330577	2238.4345	1198	25	34	10	6	53	0	2	1328
11	0.332663	2239.054	1196	25	36	8	6	55	0	2	1328
12	0.34493	2240.5067	1188	26	42	5	7	57	1	2	1328
13	0.34493	2240.5067	1188	26	42	5	7	57	0	3	1328
14	0.347063	2240.3449	1185	23	48	5	7	55	2	3	1328
15	0.347063	2240.3449	1185	23	48	5	7	55	1	4	1328
16	0.347063	2240.3449	1185	23	48	5	7	55	0	5	1328
17	0.34997	2239.9834	1184	24	48	5	7	54	1	5	1328
18	0.34997	2239.9834	1184	24	48	5	7	54	0	6	1328
19	0.360639	2238.1739	1179	24	52	4	6	56	1	6	1328
20	0.360639	2238.1739	1179	24	52	4	6	56	0	7	1328
21	0.364159	2237.1105	1177	23	55	4	5	55	2	7	1328
22	0.364159	2237.1105	1177	23	55	4	5	55	1	8	1328
23	0.364159	2237.1105	1177	23	55	4	5	55	0	9	1328
24	0.366388	2236.2831	1174	25	56	4	5	53	2	9	1328
25	0.366388	2236.2831	1174	25	56	4	5	53	1	10	1328
26	0.366388	2236.2831	1174	25	56	4	5	53	0	11	1328
27	0.378666	2231.427	1168	27	60	1	5	55	1	11	1328
28	0.378666	2231.427	1168	27	60	1	5	55	0	12	1328
29	0.381981	2230.797	1165	26	63	2	5	54	1	12	1328
30	0.381981	2230.797	1165	26	63	2	5	54	0	13	1328
31	0.385595	2229.8869	1163	25	66	2	5	53	1	13	1328
32	0.385595	2229.8869	1163	25	66	2	5	53	0	14	1328
33	0.39478	2227.1527	1156	25	72	3	3	55	0	14	1328
34	0.398598	2227.3786	1154	26	73	3	3	54	1	14	1328
35	0.398598	2227.3786	1154	26	73	3	3	54	0	15	1328
36	0.402019	2228.0774	1152	28	72	4	3	53	1	15	1328
37	0.402019	2228.0774	1152	28	72	4	3	53	0	16	1328
38	0.407682	2229.0599	1150	27	75	3	4	53	0	16	1328
39	0.41243	2230.6682	1149	25	78	3	1	56	0	16	1328
40	0.430452	2244.3917	1138	26	87	2	3	53	1	18	1328
41	0.475519	2287.4103	1119	20	112	0	2	48	2	25	1328
42	0.475519	2287.4103	1119	20	112	0	2	48	0	27	1328
43	0.588414	2414.3169	1082	10	135	14	5	54	0	28	1328
44	0.675699	2475.2685	1059	17	114	41	2	65	0	30	1328

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico 44: Curva Pushover (Sistema EBF Sismo X).

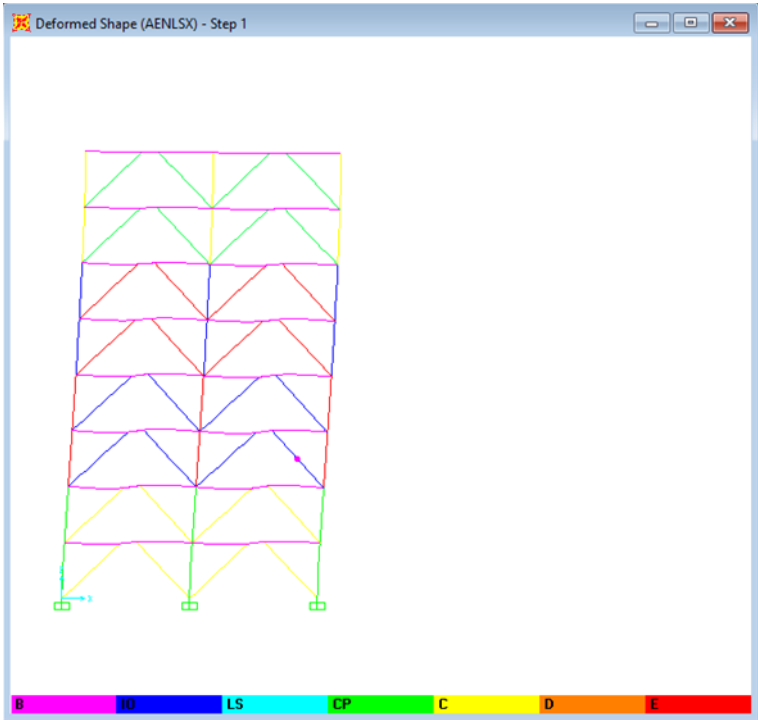


Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

En la tabla 83 se reporta la secuencia incremental de carga que constituye la curva de capacidad (Curva Pushover) y se tiene que la primera rótula plástica se presenta en la estructura en la etapa 1 cuando esta se encuentra sometida a un cortante basal de 1203.466 Ton, esta rótula se forma en la diagonal rigidizadora del piso 3 en el eje F (Gráfico 45).

Con los resultados obtenidos del análisis no lineal se puede verificar que la estructura ha sido diseñada con una rigidez alta, siendo este el resultado del cumplimiento de los requerimientos lineales de diseño sismo resistente para control de derivas. En el Anexo 15 se presentan los gráficos de distintas etapas donde se ha producido cambio significativo en el desempeño de las estructuras, tanto para cargas en la dirección X y como para la dirección Y.

Gráfico 45: Rótula Plástica en Etapa 1 (Sistema EBF Sismo X).



Fuente: Panchana Yagual- Borbor Baque

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF), PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF) Y PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES DE FLEXIÓN (SMRF).

6.1. Análisis Comparativo de las Estructuras de Diseño final SCBF y EBF vs Estructura SMRF.

Este trabajo de titulación tiene como base la estructura de pórticos dúctiles resistente a flexión o sistema SMRF diseñada por (Muñiz&Alarcón, 2019), con la finalidad de investigar si dicha estructura puede mejorar su eficiencia y funcionalidad mediante el uso del sistema SCBF o del sistema EBF.

A continuación, se realiza el análisis comparativo de los resultados obtenidos del diseño de cada una de las estructuras tomando como referencia el peso de la estructura sismo resistente y la deriva inelástica más alta.

El peso de la estructura sismo resistente para el sistema SMRF se calculó utilizando el programa ETABS, teniendo en cuenta que para este sistema se suman los pesos de las vigas principales y de las columnas.

Tabla 84: Características Principales de Estructuras SCBF, EBF y SMRF

Estructura	Peso (Ton)	% Peso Reduce	% DM
Estructura Base SMRF	683.84	0.00	1.92 Piso 4
Diseño Final SCBF	510.74	25.31	0.8343 Piso 3
Diseño Final EBF	507.24	25.82	1.2397 Piso 3

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1. Conclusiones.

- En este Trabajo de Titulación se analizó y comparó el comportamiento del sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y del sistema de pórticos arriostrados excéntricamente versus el sistema pórticos dúctiles resistente a flexión (SMRF) para el diseño de una edificación con estructuras de acero de 8 pisos, siendo el sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente el más eficiente para el diseño de esta edificación debido a que este sistema presenta un alta rigidez teniendo la característica de generar derivas inelásticas considerablemente bajas con respecto a los otros 2 sistemas estructurales, además de tener la capacidad de resistir un mayor porcentaje de la fuerza sísmica y también de disiparla.
- Se analizó el comportamiento de los sistemas de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y de pórticos arriostrados excéntricamente que se aplicaron para el diseño de la edificación, mismos que poseen varias características que se presentan en las siguientes tablas de ventajas y desventajas.

Sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

Ventajas.	Desventajas.
<ul style="list-style-type: none">• Presenta una mayor rigidez que el sistema EBF.• Resiste ligeramente un mayor porcentaje de fuerza sísmica que el sistema EBF.• Genera derivas inelásticas 30% más bajas con respecto al sistema EBF.• No presenta torsión excesiva.	<ul style="list-style-type: none">• Es ligeramente un poco más pesado que el sistema EBF.• Gran parte de la disipación de la fuerza sísmica se realiza en las diagonales rigidizadoras.

Sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Es ligeramente un poco menos pesado que el sistema SCBF. • No presenta torsión excesiva. • Gran parte de la disipación de la fuerza sísmica se realiza entre el enlace y las diagonales rigidizadoras. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presenta una menor rigidez que el sistema SCBF. • Resiste ligeramente un menor porcentaje de fuerza sísmica que el sistema SCBF. • Genera derivas inelásticas 50% más altas con respecto al sistema SCBF. • Mientras más se incrementa la longitud del enlace se pierde más rigidez en la estructura y el porcentaje de las derivas inelásticas aumenta.

- Se determinó y comparó los resultados obtenidos del sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y del sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) versus el sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión (SMRF), utilizados en el diseño de la edificación, siendo los sistemas SCBF y EBF en tener un mejor desempeño en disipar energía, así como en controlar las derivas inelásticas, además de tener una estructura sismo-resistente (Columnas, Vigas Principales y Diagonales Rigidizadoras) menos pesada en un 25% con respecto a la estructura sismo-resistente (Columnas y Vigas Principales) del sistema SMRF, comprobando de esta manera la hipótesis realizada para esta tesis.
- Con los resultados obtenidos en esta tesis se espera brindar información para realizar estudios de comparación costo/beneficio de la construcción sismo-resistente de estructuras con sistemas de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y de pórticos arriostrados excéntricamente pues el peso global de estas estructuras llegan a ser ligeramente menos pesados que una estructura con sistema de pórticos dúctiles resistente a flexión generando una leve economía en los costos de construcción de estructuras con sistemas SCBF y EBF.

- La eficiencia del EBF depende mucho del diseño y detallamiento del enlace y la principal ventaja de esta configuración estructural es su habilidad de poder combinarse con el uso de disipadores de energía en la zona del enlace y su mayor versatilidad arquitectónica.

7.2. Recomendaciones.

- Realizar una actualización en las definiciones, conceptos y fórmulas que se utilizan en el diseño de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente en la norma NEC-SE-AC-2015 de acero.
- Utilizar las normas y códigos AISC 360-10, AISC 341-10, AISC 358-10 y ASCE 7-10 para el diseño de conexiones y de los elementos estructurales de las edificaciones que utilicen los sistemas de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y sistemas de pórticos arriostrados excéntricamente.
- Seleccionar perfiles estructurales que cumplan con los parámetros establecidos en las normas y códigos señalados anteriormente, esto con la finalidad de que la edificación a diseñar siga teniendo una correcta funcionalidad después de un evento sísmico.
- Para el pre-dimensionamiento de las diagonales rigidizadoras concéntricas especiales tipo V invertida, utilizar el 15% del área bruta del perfil de columna a la que esta diagonal se encuentre arriostrando teniendo en cuenta que el perfil seleccionado debe cumplir con los requerimientos de pandeo local, miembros de alta ductilidad y relación de esbeltez.
- Utilizar enlaces cortos en el diseño de edificaciones con sistemas de pórticos arriostrados excéntricamente, pues entre más largo sea el enlace las estructuras pierden rigidez y el porcentaje de las derivas inelásticas aumenta, cuando no se use en esta longitud disipadores de energía.
- Investigar en futuros trabajos de titulación el uso de disipadores de energía en la zona del vínculo o enlace del sistema EBF, así como de diagonales de pandeo restringido como elementos disipadores de energía en el sistema SCBF.

REFERENCIAS

- Aguilar Mantilla, K. T. (2015). “*ESTUDIO COMPARATIVO DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS, CONCÉNTRICAS Y DIAGONALES CON AMORTIGUADORES EN LA CIUDAD DE QUITO.*”. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/8473/ESTUDIO%20COMPARATIVO%20DE%20EDIFICIOS%20DE%20ACERO%20DE%20GRAN%20ALTURA%20CON%20DIAGONALES%20EXC%3%89NTRICAS%2c%20CONC%3%89NTRICAS%20Y%20DIAGONALES%20CON%20AMORTI~1.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Alacero, C. (2015). *Métodos de Análisis Sísmico (I). El Método Estático Equivalente*:. Obtenido de <http://www.construccionenacero.com/blog/ndeg-12-metodos-de-analisis-sismico-i-el-metodo-estatico-equivalente>
- Amado, J. A. (Mayo de 2018). *Ejemplo de Diseño Sísmico de un edificio estructurado con tabiques en voladizo de hormigón armado*. Obtenido de https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/ejemplos/ejemplos103_contabique.pdf
- ANSI/AISC 341-10. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <https://www.aisc.org/>
- ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <https://www.aisc.org/>
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Obtenido de <https://www.aisc.org/>
- Área Tecnología. (s.f.). *Estructuras metálicas*. Obtenido de <http://www.areatecnologia.com/estructuras/estructuras-metalicas.html>
- ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers,.
- Baquedano Vallejo, K. A. (2016). *Modelacion, analisis y diseño estructural de una edificacion metalica bajo las disposiciones de la norma Nec y AISC*. Guayaquil, Guayas, Ecuador. Obtenido de http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/15567/1/BAQUEDANO_KAREN_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_DICIEMBRE_2016.pdf

- Cárdenas&Talmatch. (2016). *Comparación técnica de estructuras metálicas, analizadas mediante el método Lineal de segun orden y análisis estático No Lineal (Pushover)*. Quito, Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/2200>
- Carrillo, R. A. (2016). *Análisis comparativo entre Sistema a momento y Sistema arriostrado concentrico de una edificación de estructura metálica*. Guayaquil.
- Cevallos Sánchez, K. V. (2017). *Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (Acero-Concreto)*. Obtenido de <http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/3725/1/UNACH-EC-ING-CIVIL-2017-0013.pdf>
- Choez&García. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de Hormigón Armado, usando las especificaciones NEC2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; ACI 318-14 del Instituto Es*. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf>
- Christopher, C. I. (2017). *Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero*. San Salvador, El Salvado. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13265/1/An%C3%A1lisis%20comparativo%20entre%20el%20m%C3%A9todo%20est%C3%A1tico%20equivalente%20y%20el%20m%C3%A9todo%20por%20desempe%C3%B1o%20s%C3%ADsmico%20en%20el%20dise%C3%B1o%20de%20edificios%20de%20estructuras%20de%20ace>
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de construcciones en acero*. Quinta Edición. Obtenido de <https://www.alacero.org/es/page/publicaciones/disenio-sismorresistente-de-construcciones-de-acero>
- ESPE. (s.f.). *METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD CON CEINCI3*. Obtenido de <http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/ceinci2/agrupar/capi7.pdf>
- Marte, C. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal "PUSHOVER"*. España.
- McCormac J.&Csernak. (2012). En *Diseño de estructuras de acero*. México: Alfaomega Grupo Editor,.
- Muñiz&Alarcón. (2019). *studio 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. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf>
- Muñiz&Alarcón. (2019). *studio 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.* Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf>
- NEC-SE-CG. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.* Quito,Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.* Quito, Ecuador. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Proaño Sarango. (2014). *ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EN ACERO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS.* Obtenido de <https://docplayer.es/17998951-Universidad-central-del-ecuador.html>
- Quinde&Reinoso. (2016). Estudio de Peligro sísmico de Ecuador y prouesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 94 1-26.*
- Solidworks. (2010). Obtenido de <http://help.solidworks.com/2010/spanish/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/StaticAnalysis/HelpViewerDS.aspx?version=2010&prod=SolidWorks&lang=spanish&path=cworks%2fLegacyHelp%2fSimulation%2fAnalysisBackground%2fStaticAnalysis%2fIDH>
- Zambrano Leiva, P. B. (2008). *Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna y Arriostramientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia.* Obtenido de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2008/bmfciz.24d/doc/bmfciz.24d.pdf>

ANEXOS

ANEXO 1

PESO TOTAL Y SÍSMICO DE PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS ESPECIALES CONCÉNTRICAS.

Se detalla el cálculo de la carga muerta y viva del piso 1 y 2

$$\text{Carga Muerta de Nervios} = \frac{\text{Peso Propio Nervios} * \text{Longitud de Influencia}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de Nervios} = \frac{\left(19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (369.56\text{m})}{1024.00\text{m}^2} = 6.98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Secundaria} = \frac{\text{Peso Propio V. Secundaria} * \text{Longitud de Influencia}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Secundaria} = \frac{\left(53.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (369.56\text{m})}{1024.00\text{m}^2} = 19.33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Principales} = \frac{\text{Peso Propio V. Principales} * \text{Longitud de Influencia}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Principales} = \frac{\left(81.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (323.36\text{m})}{1024.00\text{m}^2} = 25.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Columnas} = \frac{\text{Peso Propio Columnas} * \text{Longitud de Influencia} * N^{\circ}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de Columnas} = \frac{\left(531.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (3.50\text{m})(27)}{1024.00\text{m}^2} = 49.03 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Diagonales} = \frac{\text{Peso Propio Diagonales} * \text{Longitud de Influencia} * N^{\circ}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de Diagonales} = \frac{\left(30.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (5.12\text{m})(28)}{1024.00\text{m}^2} = 4.33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = \text{CM Losa} + \text{CMN} + \text{CMVS} + \text{CMVP} + \text{CMCol} + \text{CMDiag}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = (450.00 + 6.98 + 19.33 + 25.85 + 49.03 + 4.33) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = 555.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso(kg)} = \text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * \text{Area tributaria}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso(kg)} = \left(555.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (1024.00\text{m}^2) = 568853.92\text{kg}$$

$$\text{Carga Viva de Piso(kg)} = \text{Carga Viva para Oficina} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * \text{Area tributaria}$$

$$\text{Carga Viva de Piso(kg)} = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (1024.00\text{m}^2) = 245760.00\text{kg}$$

Tabla A1.1: Carga Muerta y Viva de Piso 1 y 2

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19,35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53,57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81,85	kg/m
Peso Propio de Columnas	531,27	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	30,95	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369,56	M
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369,56	M
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323,36	M
Altura de Columnas	3,50	M
Numero de Columnas	27,00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5,12	M
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28,00	
Área Tributaria	1024,00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450,00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	6,98	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19,33	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25,85	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	49,03	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	4,33	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	555,52	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240,00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	568853,92	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760,00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A1.2: Carga Muerta y Viva de Piso 3 y 4

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19,35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53,57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81,85	kg/m
Peso Propio de Columnas	485,14	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	27,59	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323,36	m
Altura de Columnas	3,50	m
Numero de Columnas	27,00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5,12	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28,00	
Área Tributaria	1024,00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450,00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6,98	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19,33	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25,85	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	44,77	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	3,86	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	550,79	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240,00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	564012,64	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760,00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A1.3: Carga Muerta y Viva de Piso 5 y 6

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19,35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53,57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81,85	kg/m
Peso Propio de Columnas	434,54	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	23,27	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323,36	m
Altura de Columnas	3,50	m
Numero de Columnas	27,00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5,12	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28,00	
Área Tributaria	1024,00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450,00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6,98	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19,33	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25,85	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	40,10	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	3,26	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	545,52	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240,00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	558613,06	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760,00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A1.4: Carga Muerta y Viva de Piso 7

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19,35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53,57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81,85	kg/m
Peso Propio de Columnas	388,41	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	22,32	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323,36	m
Altura de Columnas	3,50	m
Numero de Columnas	27,00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5,12	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28,00	
Área Tributaria	1024,00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450,00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6,98	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19,33	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25,85	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	35,84	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	3,12	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	541,13	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240,00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	554117,07	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760,00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A1.5: Carga Muerta y Viva de Piso 8

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19,35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53,57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81,85	kg/m
Peso Propio de Columnas	388,41	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	22,32	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369,56	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323,36	m
Altura de Columnas	3,50	m
Numero de Columnas	27,00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5,12	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28,00	
Área Tributaria	1024,00	m ²
Carga Muerta de Losa de Cubierta	320,00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6,98	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19,33	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25,85	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	35,84	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	3,12	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	411,13	kg/m²
Carga Viva para Cubierta (kg/m²)	70,00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	420997,07	kg
Carga Viva de Piso (kg)	71680,00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Para calcular el peso sísmico se suma la carga muerta de piso y el 25% de la carga viva de piso y esto se realiza a cada uno de los pisos del edificio.

Tabla A1.6: Peso Total por Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	421,00	71,68	492,68	492,68
Piso 7	554,12	245,76	799,88	1292,55
Piso 6	558,61	245,76	804,37	2096,93
Piso 5	558,61	245,76	804,37	2901,30
Piso 4	564,01	245,76	809,77	3711,07
Piso 3	564,01	245,76	809,77	4520,85
Piso 2	568,85	245,76	814,61	5335,46
Piso 1	568,85	245,76	814,61	6150,07
Total	4358,07	1792,00	6150,07	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A1.7: Peso Sísmico de Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	421,00	17,92	438,92
Piso 7	554,12	61,44	615,56
Piso 6	558,61	61,44	620,05
Piso 5	558,61	61,44	620,05
Piso 4	564,01	61,44	625,45
Piso 3	564,01	61,44	625,45
Piso 2	568,85	61,44	630,29
Piso 1	568,85	61,44	630,29
		Total	4806,07

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 2

CORTANTE BASAL DE PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS ESPECIALES CONCÉNTRICAS.

La provincia de Santa Elena tiene una aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño de $Z = 0.5$, ubicándola en una zona sísmica nivel VI, teniendo una caracterización de peligro sísmico “Muy Alta” según NEC-SE-DS-“Peligro Sísmico”, para este tema trabajo de titulación se supone que la edificación se situará sobre un suelo tipo C, tomando en cuenta los datos expuestos anteriormente se tienen los siguientes datos de la NEC-SE-DS-“Peligro Sísmico”

Datos de NEC-SE-DS- “Peligro Sísmico”

$Z = 0.5$	$F_a = 1.18$	$C_t = 0.073$	$R = 8.00$
$h = 1.80$	$F_d = 1.06$	$a = 0.75$	$\Phi_P = 0.90$
$r = 1.00$	$F_s = 1.23$	$I = 1.00$	$\Phi_E = 1.00$

Datos de la estructura

$$h_n = 28.00 \text{ m}$$

$$W = 4806.07 \text{ Ton}$$

a) Determinación del periodo fundamental de vibración de la estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = (0.073)(28.00 \text{ m})^{0.75} = 0.89 \text{ sg}$$

b) Determinación del período de cambio T_c en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * (1.23) * \left(\frac{1.06}{1.18} \right) = 0.61 \text{ sg}$$

c) Cálculo de la Curva desde $T > T_c$ del Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = (1.80) * (0.5) * (1.18) * \left(\frac{0.61 \text{ sg}}{0.89 \text{ sg}} \right)^{1.00} = 0.73$$

d) Cálculo del Cortante Basal Total de Diseño

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

$$V = \frac{(1.00)(0.73)}{(8.00)(0.90)(1.00)} (4806.07 \text{ Ton}) = 484.82 \text{ Ton}$$

e) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales.

Se determina el coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura.

$$T = 0.89 \text{ sg}$$

Como

Entonces

$$0.50 < T \leq 2.5$$

$$k = 0.75 + 0.50 T$$

$$0.50 < 0.89 \leq 2.5$$

$$k = 0.75 + 0.50 (0.89)$$

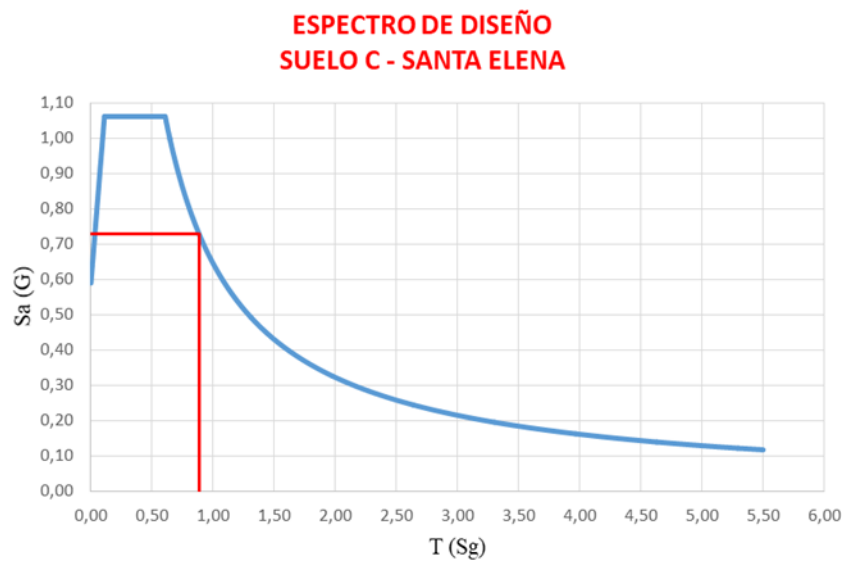
$$k = 1.19$$

Tabla A2.1: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	Wx Peso (Ton)	hx Altura de Piso (m)	Wx*(hx)^k (Ton m)	$\frac{Wx*(hx)^k}{S(Wx*(hx)^k)}$	Fx = Fi (Ton)	Vx (Ton)
8	438,92	28,00	23480,17	0,18	88,76	88,76
7	615,56	24,50	28075,54	0,22	106,14	194,90
6	620,05	21,00	23525,30	0,18	88,93	283,83
5	620,05	17,50	18922,14	0,15	71,53	355,36
4	625,45	14,00	14621,69	0,11	55,28	410,64
3	625,45	10,50	10370,15	0,08	39,20	449,84
2	630,29	7,00	6439,18	0,05	24,34	474,18
1	630,29	3,50	2813,94	0,02	10,64	484,82
	Total		128248,12	Total	484,82	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico A2.1: Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena – Suelo tipo C

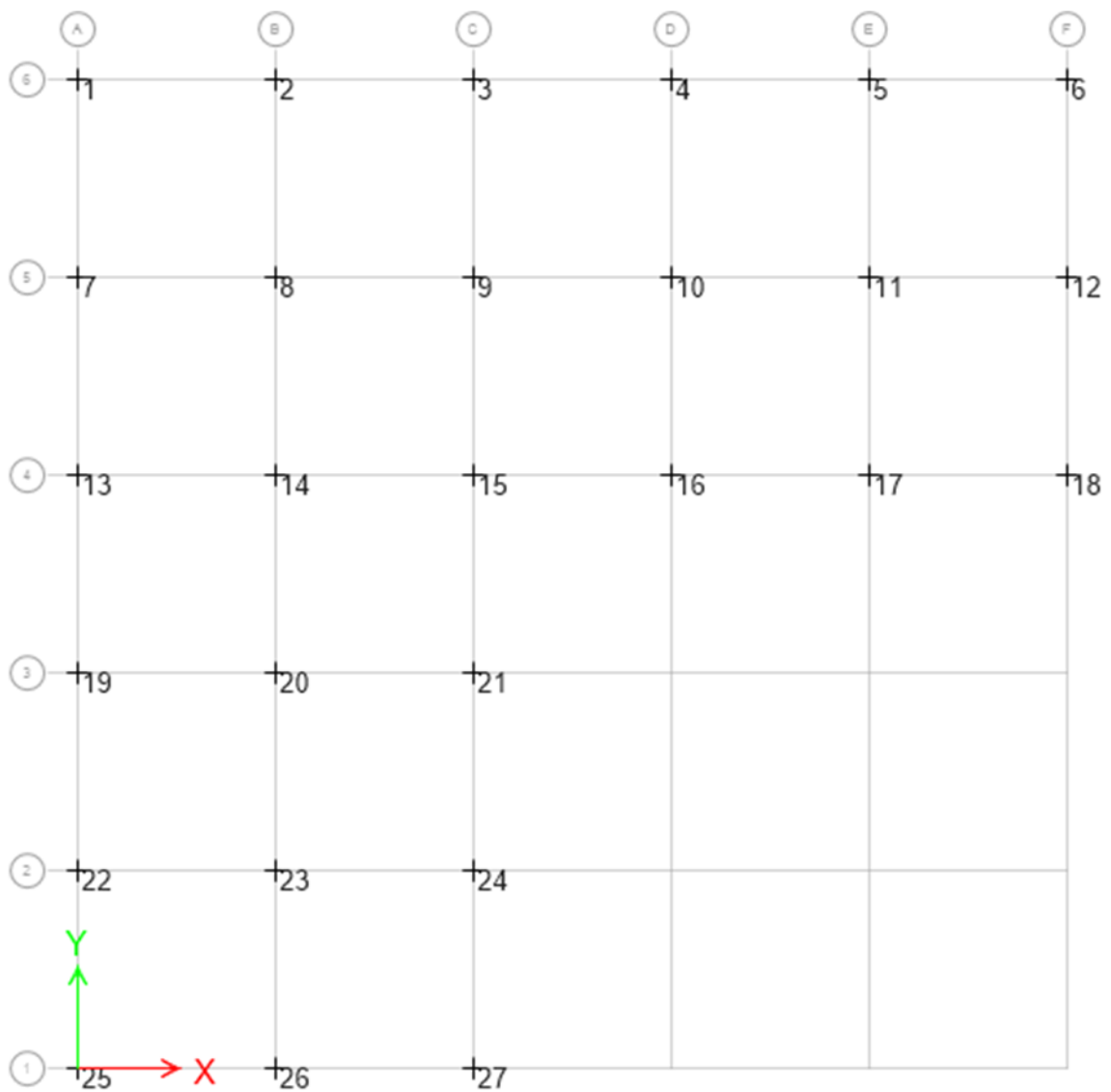


Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 3

VERIFICACIÓN DEL SISTEMA “SCBF” EN EL PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

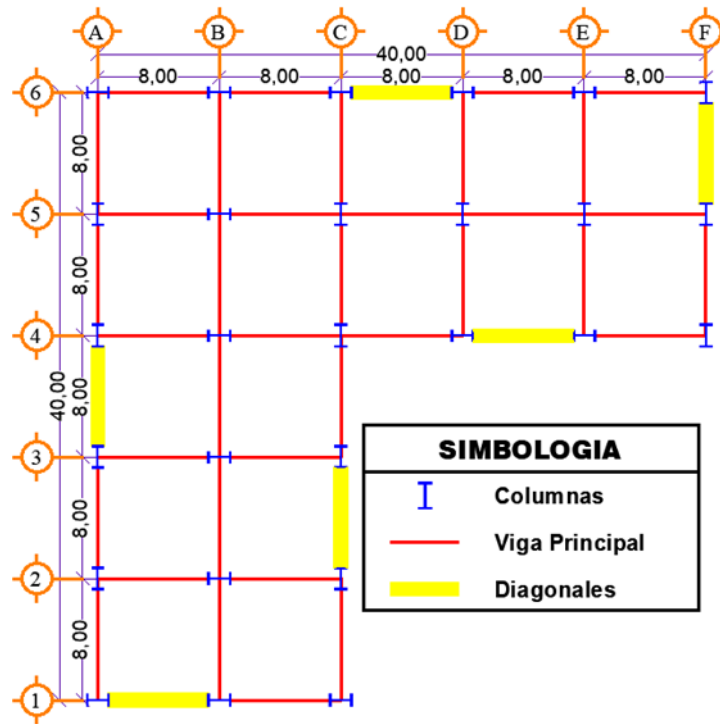
Gráfico A3.1: Nodos de Planta Base ETABS (Estructura de Pre-diseño)



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 1

Gráfico A3.1: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 1



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

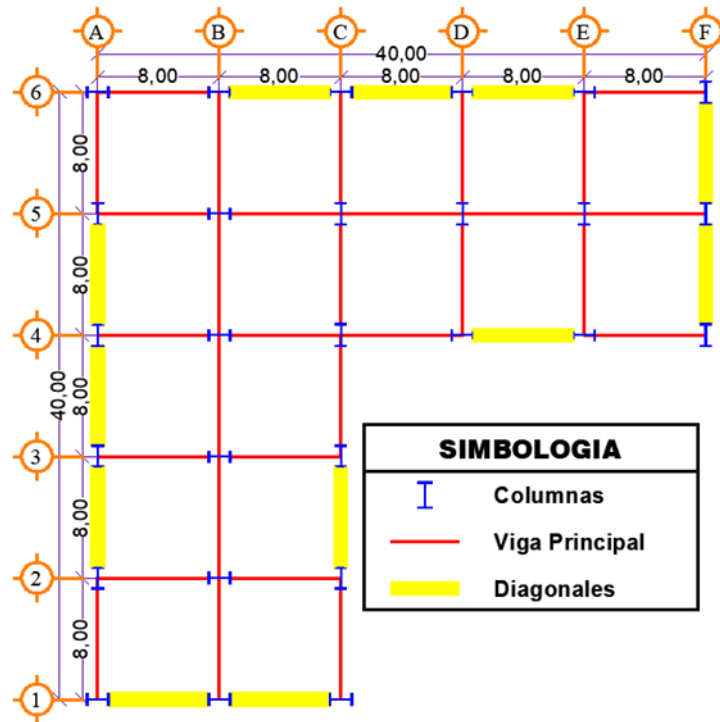
Tabla A3.1: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 1

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	F _x Ton	NODO	F _y Ton	
Base	3	-42.5288	6	-43.4068	-483.14
Base	4	-42.5298	12	-45.8580	
Base	16	-43.7707	13	-45.1241	
Base	17	-43.8552	19	-45.1250	
Base	25	-43.8382	21	-45.4121	
Base	26	-46.3100	24	-45.2327	
	Total	-262.8327	Total	-270.1587	
	% Sismo X	54.40	% Sismo Y	55.92	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 2

Gráfico A3.2: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 2



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

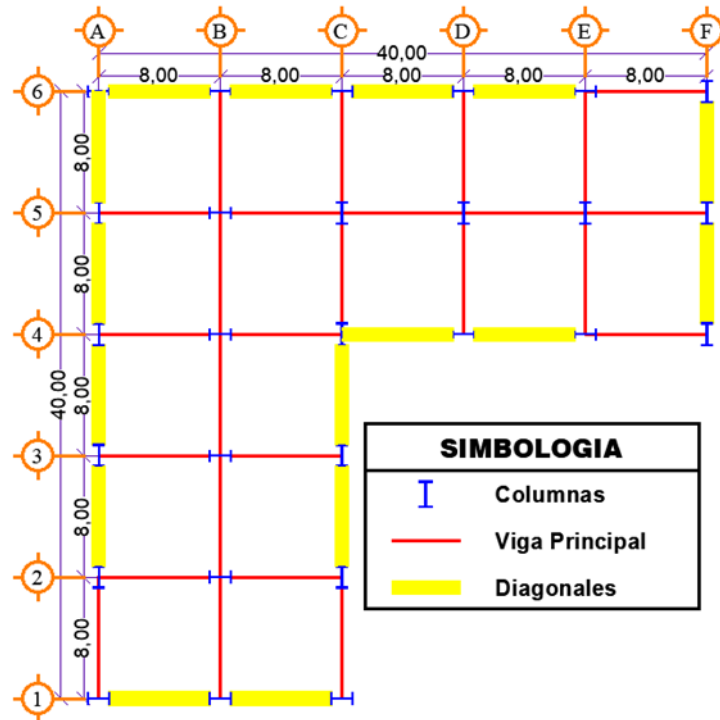
Tabla A3.2: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 2

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	F _x Ton	NODO	F _y Ton	
Base	2	-32.6772	6	-35.2463	-484.41
Base	3	-47.9979	7	-34.2185	
Base	4	-47.9974	12	-54.4419	
Base	5	-32.5518	13	-50.2490	
Base	16	-34.1064	18	-35.2490	
Base	17	-34.1744	19	-50.2489	
Base	25	-35.4658	21	-35.2039	
Base	26	-54.7534	22	-34.2150	
Base	27	-35.4687	24	-35.0822	
	Total	-355.1930	Total	-364.1547	
	% Sismo X	73.32	% Sismo Y	75.17	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 3

Gráfico A3.3: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 3



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

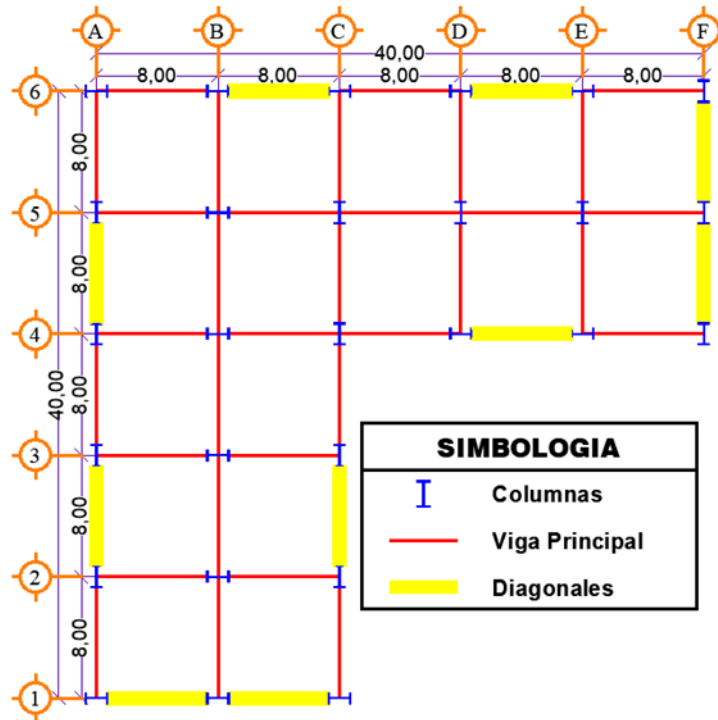
Tabla A3.3: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 3

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	F _x Ton	NODO	F _y Ton	
Base	1	-26.6573	1	-16.3611	-485.25
Base	2	-40.6843	6	-32.6100	
Base	3	-40.8289	7	-42.2349	
Base	4	-40.6964	12	-50.0969	
Base	5	-27.8506	13	-42.6094	
Base	15	-18.6266	15	-31.2521	
Base	16	-44.1019	18	-32.6019	
Base	17	-30.4743	19	-42.4774	
Base	25	-32.8500	21	-45.4384	
Base	26	-50.4361	22	-29.1832	
Base	27	-32.8420	24	-31.1783	
	Total	-386.0484	Total	-396.0436	
	% Sismo X	79.56	% Sismo Y	81.62	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 4

Gráfico A3.4: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 4



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

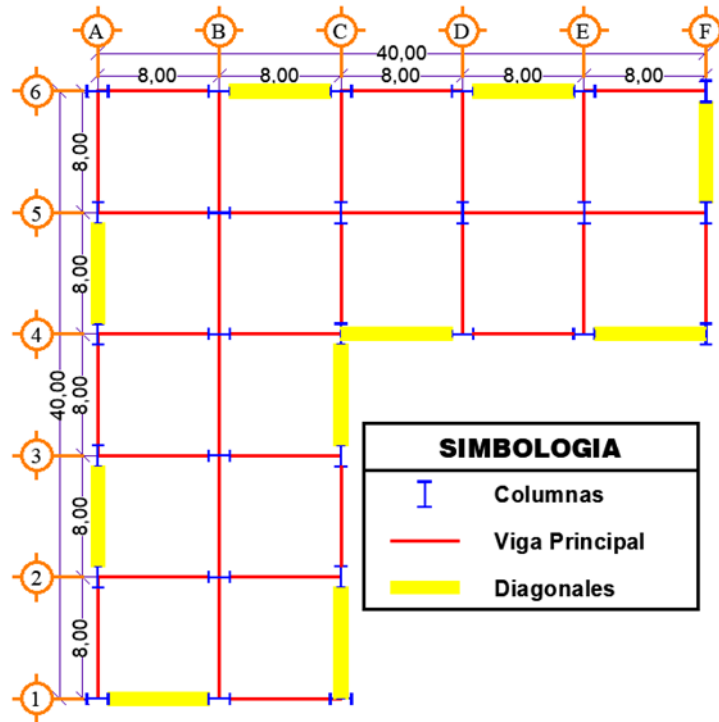
Tabla A3.4: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 4

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	Fx Ton	NODO	Fy Ton	
Base	2	-36.2852	6	-35.9805	-483.99
Base	3	-36.3411	7	-38.1086	
Base	4	-36.3395	12	-55.6929	
Base	5	-36.1427	13	-38.3102	
Base	16	-36.6859	18	-35.9801	
Base	17	-36.7587	19	-38.3103	
Base	25	-36.1869	21	-37.9927	
Base	26	-55.9831	22	-38.1093	
Base	27	-36.1868	24	-37.8555	
	Total	-346.9099	Total	-356.3401	
	% Sismo X	71.68	% Sismo Y	73.63	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 5

Gráfico A3.5: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 5



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

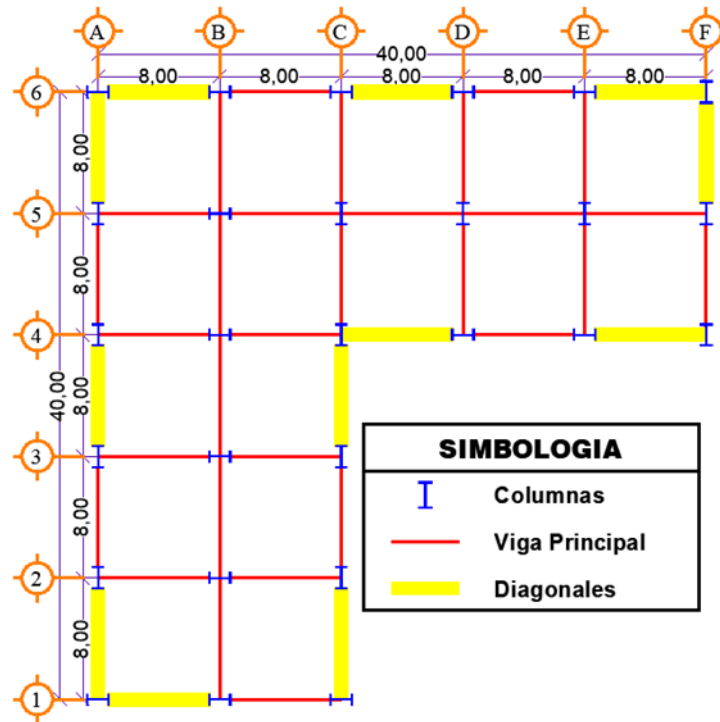
Tabla A3.5: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 5

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	Fx Ton	NODO	Fy Ton	
Base	2	-33.7530	6	-39.4704	-483.99
Base	3	-33.7997	7	-35.5085	
Base	4	-33.7947	12	-41.6494	
Base	5	-33.6160	13	-35.6872	
Base	15	-23.4381	15	-38.0164	
Base	16	-36.6278	19	-35.6841	
Base	17	-36.8111	21	-38.1231	
Base	18	-21.8390	22	-35.5013	
Base	25	-39.9148	24	-37.7561	
Base	26	-42.1134	27	-22.2718	
	Total	-335.7076	Total	-359.6683	
	% Sismo X	69.36	% Sismo Y	74.31	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 6

Gráfico A3.6: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 6



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

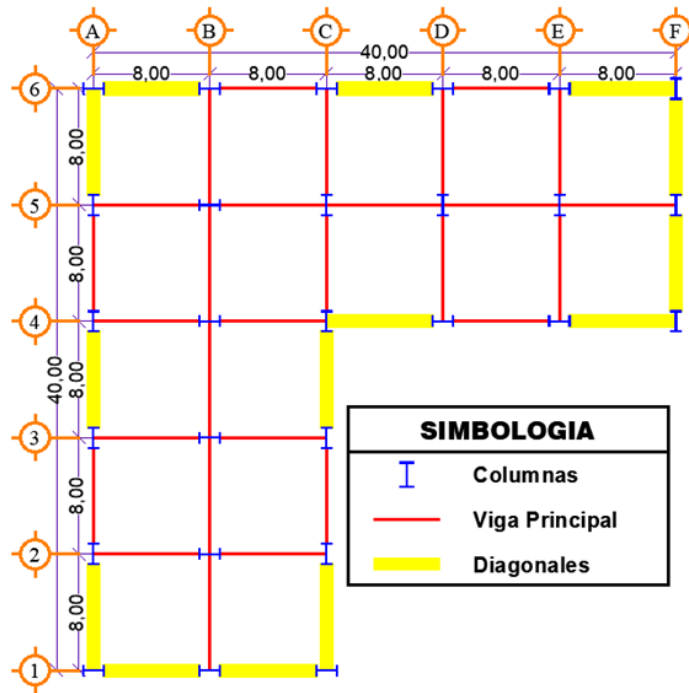
Tabla A3.6: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 6

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	Fx Ton	NODO	Fy Ton	
Base	1	-28.9492	1	-18.2089	-484.41
Base	2	-30.4478	6	-38.9421	
Base	3	-30.4614	7	-31.7462	
Base	4	-30.4674	12	-41.1735	
Base	5	-30.1418	13	-32.0363	
Base	6	-17.5255	15	-35.6155	
Base	15	-21.8421	19	-32.0427	
Base	16	-34.4480	21	-35.7234	
Base	17	-34.6186	22	-31.7126	
Base	18	-20.3561	24	-35.3857	
Base	25	-39.3654	25	-18.2310	
Base	26	-41.6163	27	-20.6913	
	Total	-360.2396	Total	-371.5092	
	% Sismo X	74.37	% Sismo Y	76.69	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 7

Gráfico A3.7: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 7



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

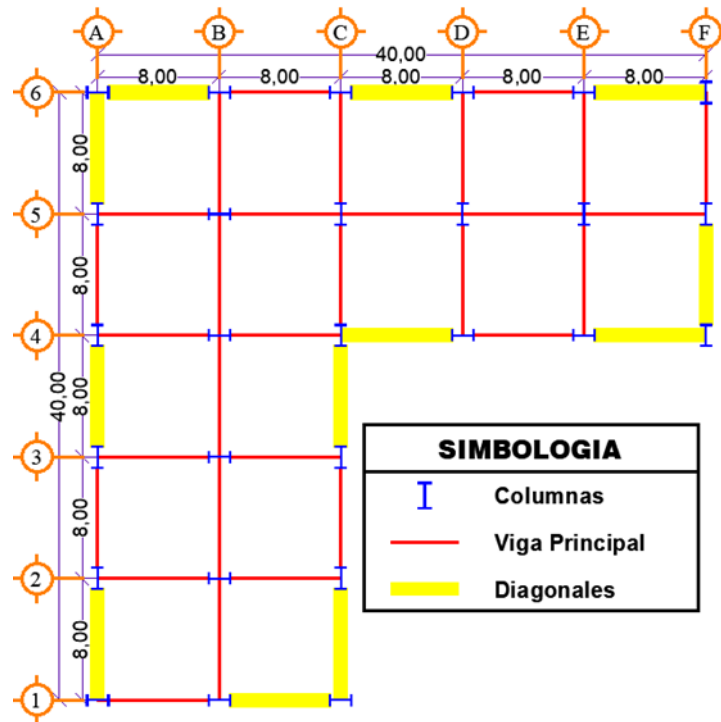
Tabla A3.7: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 7

PISO	SISMO X		SISMO Y		Vx Ton
	NODO	Fx Ton	NODO	Fy Ton	
Base	1	-28.7763	1	-17.7987	-484.82
Base	2	-30.3432	6	-33.1801	
Base	3	-30.3426	7	-31.6014	
Base	4	-30.3414	12	-50.8995	
Base	5	-30.0435	13	-31.9058	
Base	6	-17.1239	15	-32.9928	
Base	15	-19.5247	18	-33.1936	
Base	16	-31.7585	19	-31.9052	
Base	17	-31.9342	21	-33.0749	
Base	18	-18.1721	22	-31.6013	
Base	25	-33.4337	24	-32.7637	
Base	26	-51.2560	25	-17.7983	
Base	27	-33.4479	27	-18.5303	
	Total	-386.4980	Total	-397.2456	
	% Sismo X	79.72	% Sismo Y	81.94	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 8

Gráfico A3.8: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 8



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

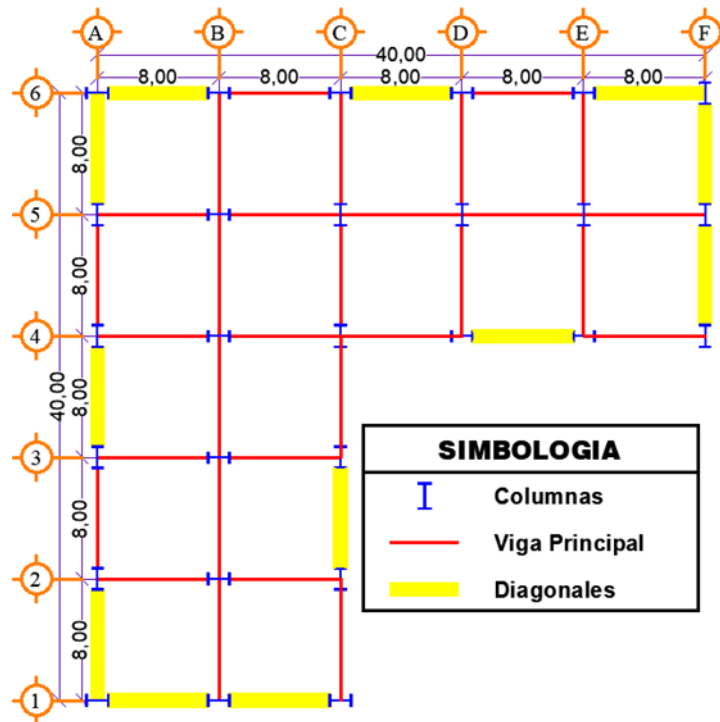
Tabla A3.8: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 8

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	F _x Ton	NODO	F _y Ton	
Base	1	-28.9527	1	-18.2232	-484.41
Base	2	-30.4407	7	-31.7323	
Base	3	-30.4643	12	-41.1252	
Base	4	-30.4673	13	-32.0315	
Base	5	-30.1850	15	-35.6098	
Base	6	-17.5128	18	-38.9574	
Base	15	-21.8299	19	-32.0350	
Base	16	-34.4351	21	-35.7066	
Base	17	-34.6663	22	-31.7471	
Base	18	-20.3103	24	-35.4302	
Base	26	-41.5604	25	-18.2168	
Base	27	-39.3751	27	-20.6455	
	Total	-360.1999	Total	-371.4606	
	% Sismo X	74.36	% Sismo Y	76.68	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 9

Gráfico A3.9: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 9



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

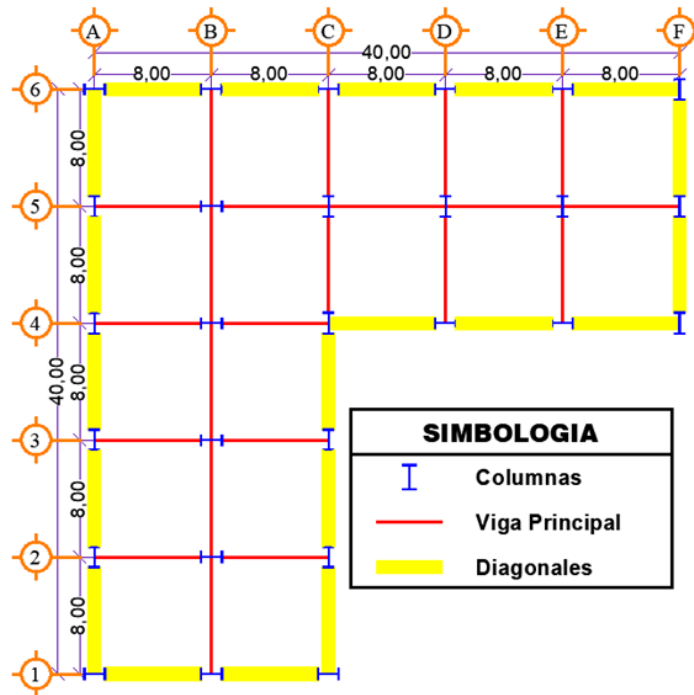
Tabla A3.9: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 9

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	F _x Ton	NODO	F _y Ton	
Base	1	-30.8603	1	-19.5807	-484.41
Base	2	-32.5352	6	-35.2561	
Base	3	-32.5232	7	-33.8698	
Base	4	-32.5245	12	-54.5485	
Base	5	-32.2217	13	-34.1645	
Base	6	-18.8512	18	-35.2760	
Base	16	-34.1316	19	-34.1664	
Base	17	-34.1985	21	-35.2150	
Base	25	-35.4809	22	-33.8584	
Base	26	-54.8683	24	-35.0909	
Base	27	-35.5015	25	-19.5882	
	Total	-373.6969	Total	-370.6145	
	% Sismo X	77.14	% Sismo Y	76.51	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

PRUEBA 10

Gráfico A3.10: Disposición de Diagonales Rigidizadoras Concéntricas en Planta de Prueba 10



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A3.10: Porcentaje de Corte Basal Resistido de Prueba 10

PISO	SISMO X		SISMO Y		V Ton
	NODO	Fx Ton	NODO	Fy Ton	
Base	1	-23.3597	1	-13.9946	-486.08
Base	2	-35.3322	6	-30.7058	
Base	3	-35.4484	7	-36.6007	
Base	4	-35.4455	12	-46.9880	
Base	5	-35.1306	13	-36.9074	
Base	6	-13.5373	15	-28.2278	
Base	15	-16.5852	18	-30.7219	
Base	16	-39.8447	19	-36.9060	
Base	17	-40.0027	21	-40.9269	
Base	18	-15.4637	22	-36.5878	
Base	25	-30.9651	24	-40.7334	
Base	26	-47.3541	25	-14.0059	
Base	27	-30.9816	27	-15.6958	
	Total	-399.4508	Total	-409.0020	
	% Sismo X	82.18	% Sismo Y	84.14	

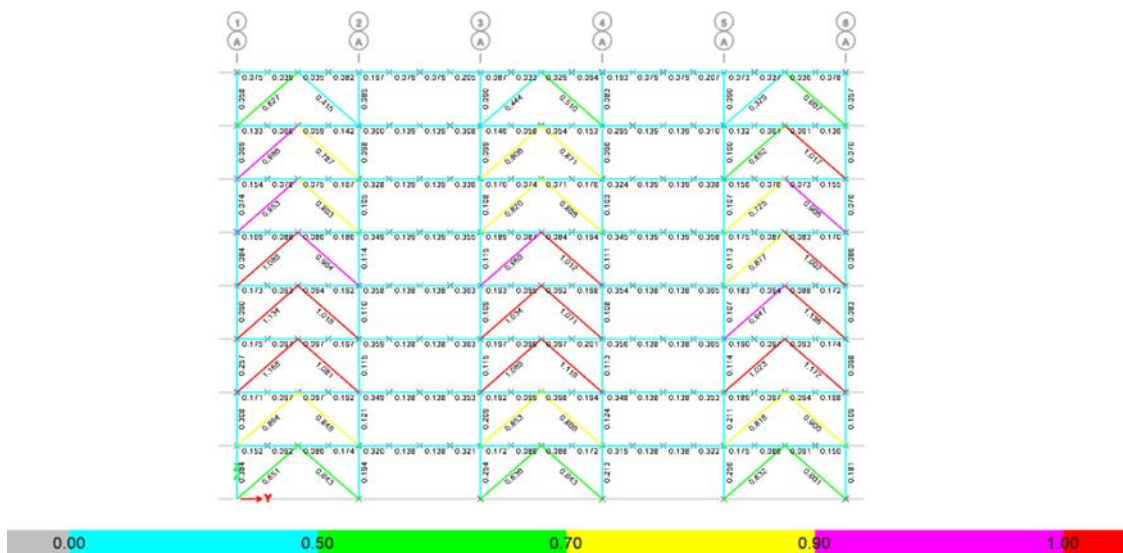
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 4

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DEL PRE-DISEÑO SCBF REALIZADO POR EL PROGRAMA ETABS.

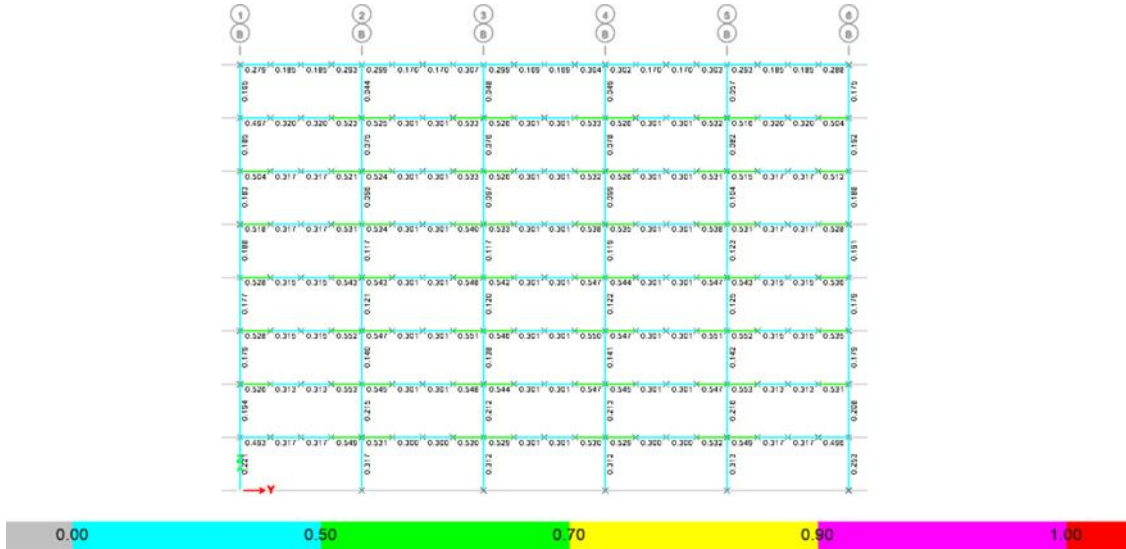
Se debe tener en cuenta que aquellos elementos que están de color magenta pueden estar trabajando al límite de su resistencia y mientras que los elementos que están de color rojo no cumple con la resistencia requerida.

Gráfico A4.1: Resistencia de elementos de pre-diseño SCBF - Eje A



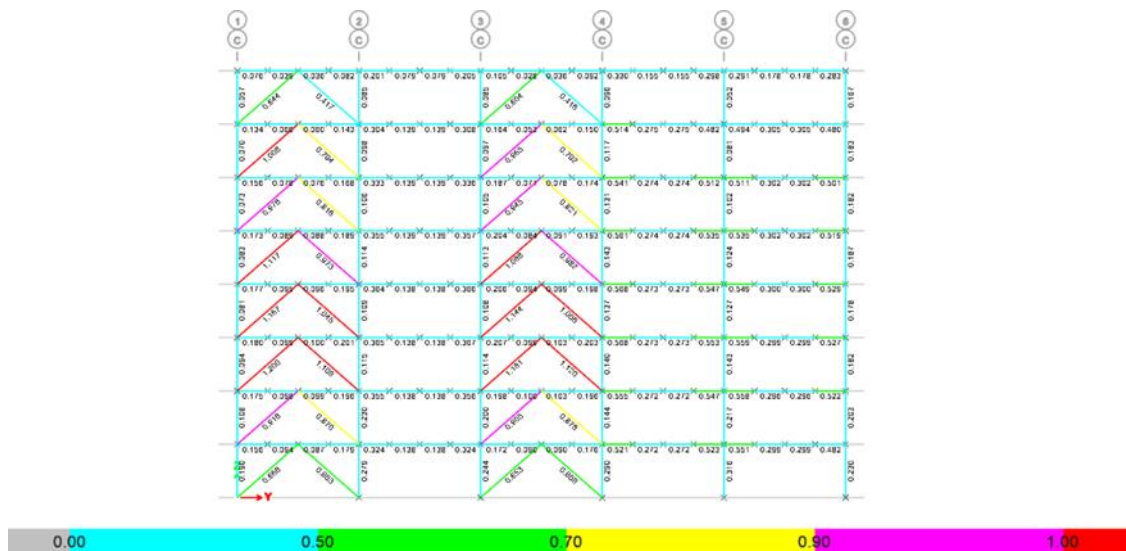
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A4.2: Resistencia de elementos de pre-diseño SCBF - Eje B



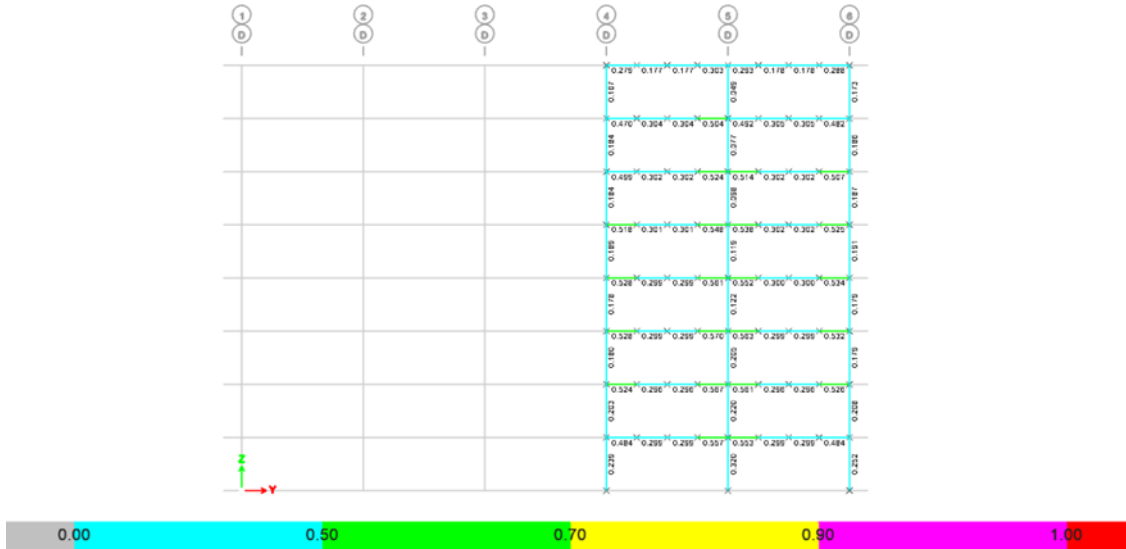
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A4.3: Resistencia de elementos de pre-diseño SCBF - Eje C



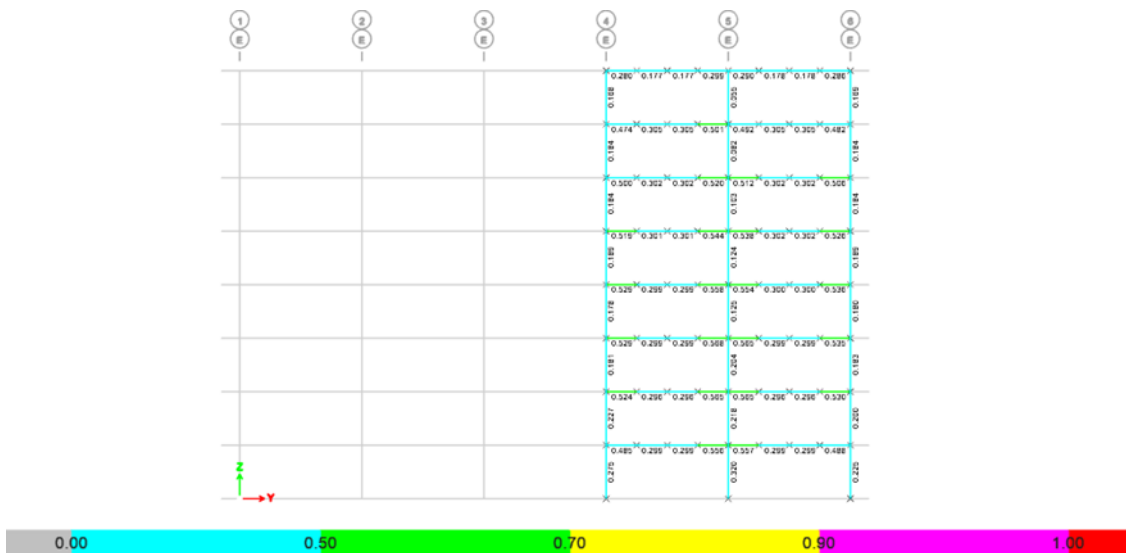
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A4.4: Resistencia de elementos de pre-diseño SCBF - Eje D



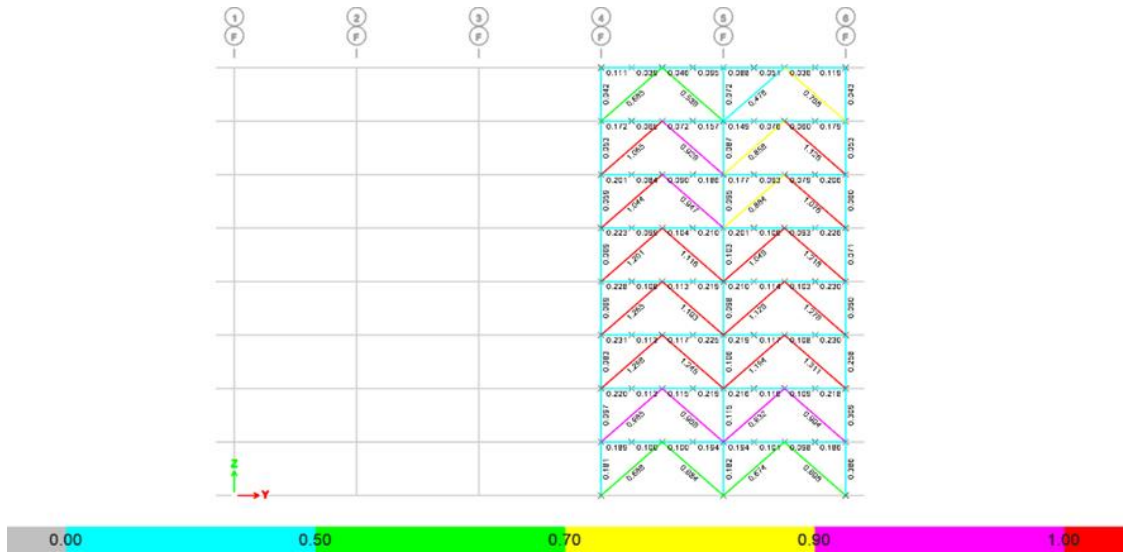
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A4.5: Resistencia de elementos de pre-diseño SCBF - Eje E



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A4.6: Resistencia de elementos de pre-diseño SCBF - Eje F



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANEXO 5

PESO TOTAL Y SÍSMICO DE PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS EXCÉNTRICAS.

Se detalla el cálculo de la carga muerta y viva del piso 1 y 2

$$\text{Carga Muerta de Nervios} = \frac{\text{Peso Propio Nervios} * \text{Longitud de Influencia}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de Nervios} = \frac{\left(19.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (369.60\text{m})}{1024.00\text{m}^2} = 6.98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Secundaria} = \frac{\text{Peso Propio V. Secundaria} * \text{Longitud de Influencia}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Secundaria} = \frac{\left(53.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (369.60\text{m})}{1024.00\text{m}^2} = 19.34 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Principales} = \frac{\text{Peso Propio V. Principales} * \text{Longitud de Influencia}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de V. Principales} = \frac{\left(81.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (323.40\text{m})}{1024.00\text{m}^2} = 25.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Columnas} = \frac{\text{Peso Propio Columnas} * \text{Longitud de Influencia} * N^{\circ}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de Columnas} = \frac{\left(531.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (3.50\text{m})(27)}{1024.00\text{m}^2} = 49.03 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Diagonales} = \frac{\text{Peso Propio Diagonales} * \text{Longitud de Influencia} * N^{\circ}}{\text{Area Tributaria}}$$

$$\text{Carga Muerta de Diagonales} = \frac{\left(30.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (4.76\text{m})(28)}{1024.00\text{m}^2} = 4.03 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = \text{CM Losa} + \text{CMN} + \text{CMVS} + \text{CMVP} + \text{CMCol} + \text{CMDiag}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = (450.00 + 6.98 + 19.34 + 25.85 + 49.03 + 4.03) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = 555.23 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso(kg)} = \text{Carga Muerta de Piso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * \text{Area tributaria}$$

$$\text{Carga Muerta de Piso(kg)} = \left(555.23 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (1024.00\text{m}^2) = 568556.43\text{kg}$$

$$\text{Carga Viva de Piso(kg)} = \text{Carga Viva para Oficina} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * \text{Area tributaria}$$

$$\text{Carga Viva de Piso(kg)} = \left(240.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (1024.00\text{m}^2) = 245760.00\text{kg}$$

Tabla A5.1: Carga Muerta y Viva de Piso 1 y 2

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	531.27	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	30.95	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323.40	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.76	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	6.98	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.34	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.85	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	49.03	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	4.03	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	555.23	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	568556.43	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A5.2: Carga Muerta y Viva de Piso 3 y 4

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	485.14	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	27.59	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323.40	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.76	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6.98	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.34	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.85	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	44.77	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	3.59	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	550.54	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	563748.21	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A5.3: Carga Muerta y Viva de Piso 5 y 6

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	434.54	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	23.27	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323.40	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.76	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6.98	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.34	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.85	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	40.10	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	3.03	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	545.30	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	558391.04	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A5.4: Carga Muerta y Viva de Piso 7

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	388.41	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	22.32	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323.40	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.76	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6.98	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.34	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.85	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	35.84	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	2.91	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	540.92	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	553904.41	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A5.5: Carga Muerta y Viva de Piso 8

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	388.41	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	22.32	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	369.60	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	323.40	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.76	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Cubierta	320.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	6.98	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.34	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.85	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	35.84	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	2.91	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	410.92	kg/m²
Carga Viva para Cubierta (kg/m²)	70.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	420784.41	kg
Carga Viva de Piso (kg)	71680.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Para calcular el peso sísmico se suma la carga muerta de piso y el 25% de la carga viva de piso y esto se realiza a cada uno de los pisos del edificio.

Tabla A5.6: Peso Total por Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	420.78	71.68	492.46	492.46
Piso 7	553.90	245.76	799.66	1292.13
Piso 6	558.39	245.76	804.15	2096.28
Piso 5	558.39	245.76	804.15	2900.43
Piso 4	563.75	245.76	809.51	3709.94
Piso 3	563.75	245.76	809.51	4519.45
Piso 2	568.56	245.76	814.32	5333.76
Piso 1	568.56	245.76	814.32	6148.08
Total	4356.08	1792.00	6148.08	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A5.7: Peso Sísmico de Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	420.78	17.92	438.70
Piso 7	553.90	61.44	615.34
Piso 6	558.39	61.44	619.83
Piso 5	558.39	61.44	619.83
Piso 4	563.75	61.44	625.19
Piso 3	563.75	61.44	625.19
Piso 2	568.56	61.44	630.00
Piso 1	568.56	61.44	630.00
		Total	4804.08

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 6

CORTANTE BASAL DE PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS ESPECIALES CONCÉNTRICAS.

Del cálculo del cortante basal de pre-diseño de la estructura con diagonales rigidizadoras especiales concéntricas (Anexo 2) se tiene: $T = 0.89s_g$, $S_a = 0.73$ y $k = 1.19$

Datos de NEC-SE-DS-“Peligro Sísmico”

$$R = 8.00$$

$$I = 1.00$$

$$\Phi_P = 0.90$$

$$\Phi_E = 1.00$$

a) Cálculo del Cortante Basal Total de Diseño

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$V = \frac{(1.00)(0.73)}{(8.00)(0.90)(1.00)} (4804.08 \text{Ton}) = 484.62 \text{Ton}$$

e) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales.

Tabla A6.1: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum W_x*(h_x)^k}$	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	438.70	28.00	23468.79	0.18	88.72	88.72
7	615.34	24.50	28065.84	0.22	106.10	194.82
6	619.83	21.00	23516.88	0.18	88.90	283.72
5	619.83	17.50	18915.36	0.15	71.51	355.22
4	625.19	14.00	14615.51	0.11	55.25	410.47
3	625.19	10.50	10365.77	0.08	39.19	449.66
2	630.00	7.00	6436.14	0.05	24.33	473.99
1	630.00	3.50	2812.61	0.02	10.63	484.62
Total			128196.92	Total	484.62	

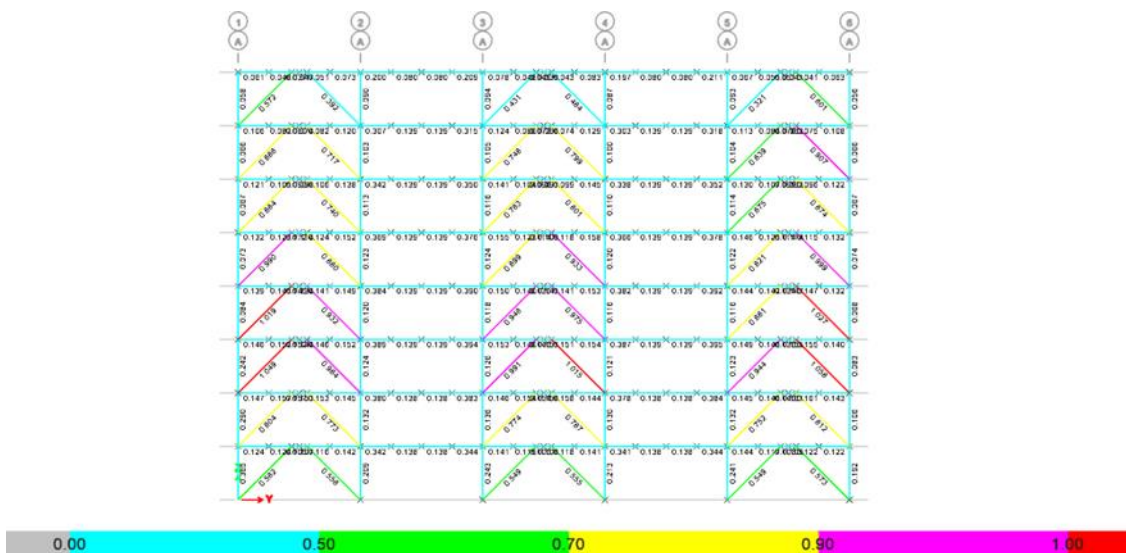
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 7

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DEL PRE-DISEÑO EBF REALIZADO POR EL PROGRAMA ETABS.

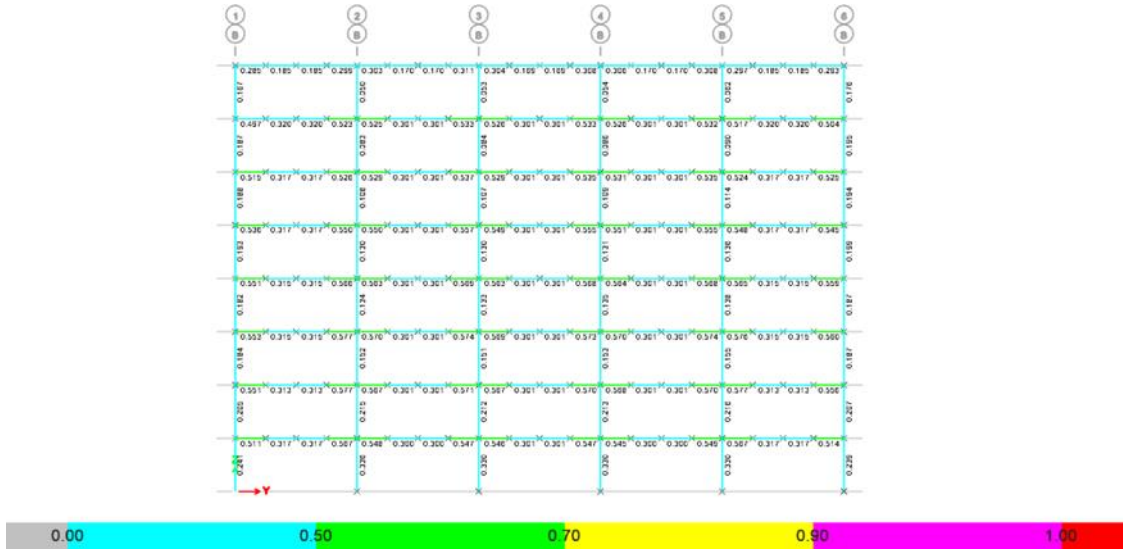
Se debe tener en cuenta que aquellos elementos que están de color magenta pueden estar trabajando al límite de su resistencia y mientras que los elementos que están de color rojo no cumple con la resistencia requerida.

Gráfico A7.1: Resistencia de elementos de pre-diseño EBF - Eje A



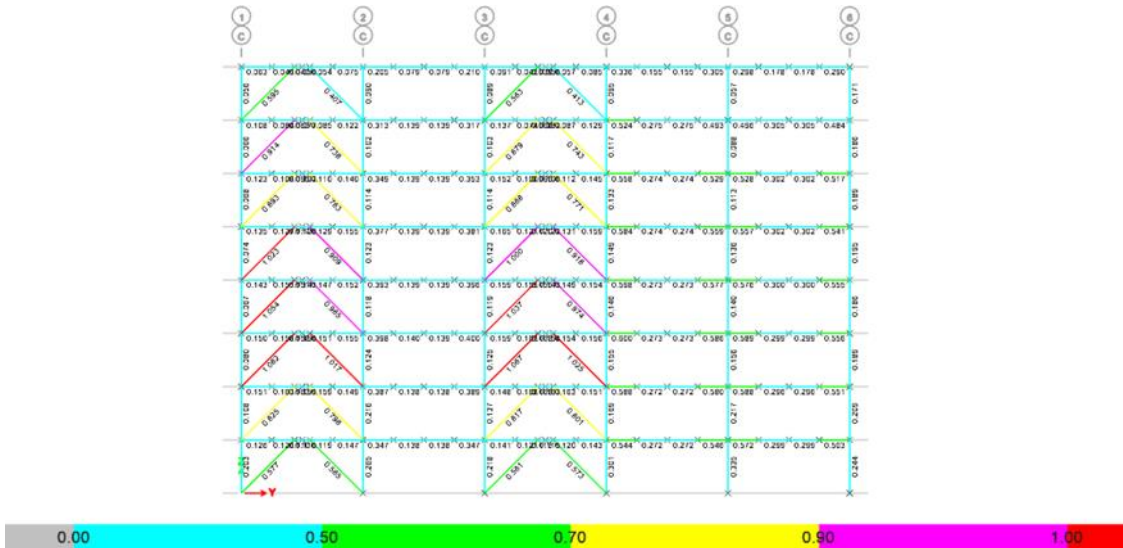
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A7.2: Resistencia de elementos de pre-diseño EBF - Eje B



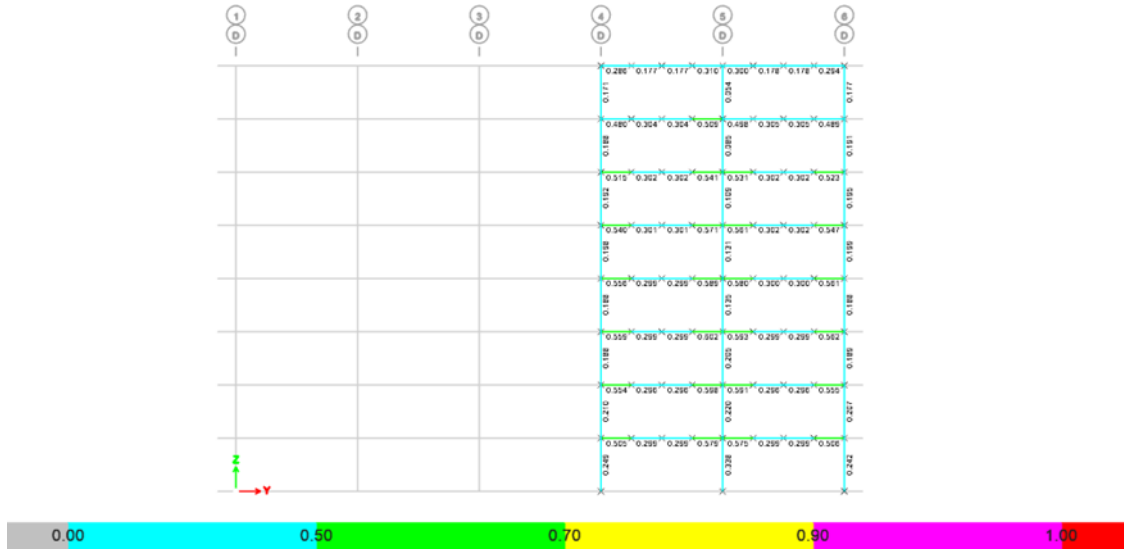
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A7.3: Resistencia de elementos de pre-diseño EBF - Eje C



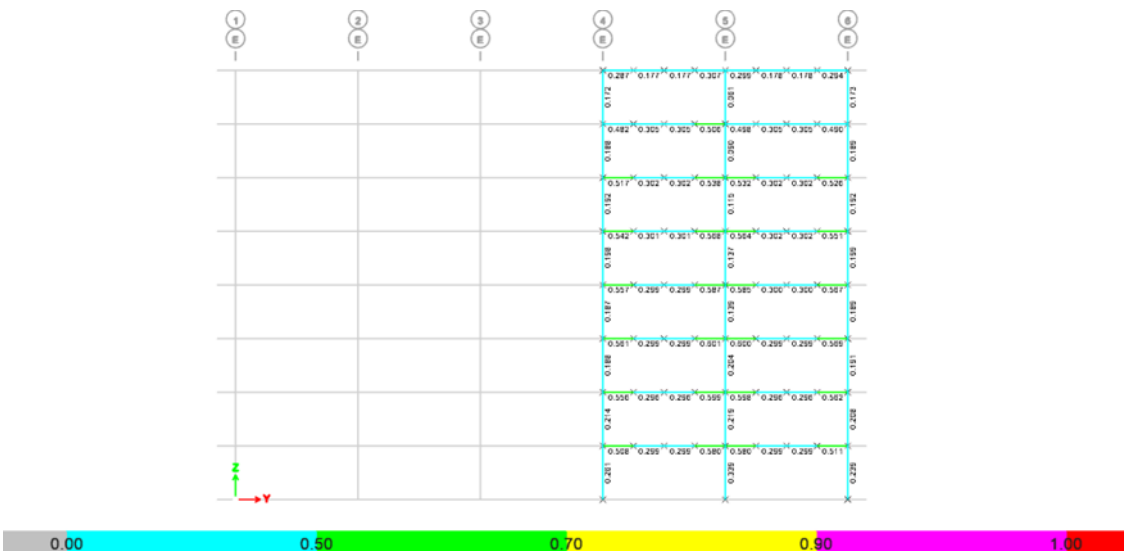
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A7.4: Resistencia de elementos de pre-diseño EBF - Eje D



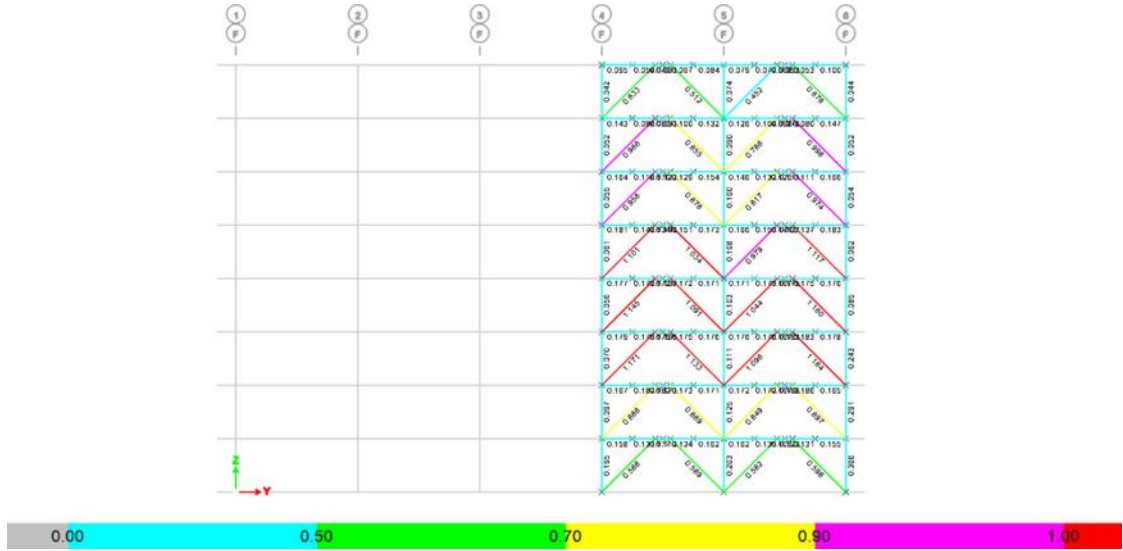
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A7.5: Resistencia de elementos de pre-diseño EBF - Eje E



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A7.6: Resistencia de elementos de pre-diseño EBF - Eje F



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANEXO 8

PESO TOTAL Y SÍSMICO DEL DISEÑO FINAL DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS ESPECIALES CONCÉNTRICAS.

Tabla A8.1: Carga Muerta y Viva de Piso 1 y 2

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	383.95	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	50.70	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.30	m
Altura de Columnas	3.50	m
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5.13	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.92	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	35.43	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	7.11	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	544.86	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	557935.02	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A8.2: Carga Muerta y Viva de Piso 3 y 4

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	349.72	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	48.72	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.30	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5.13	m
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.92	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	32.27	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	6.83	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	541.42	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	554416.19	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A8.3: Carga Muerta y Viva de Piso 5 y 6

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	322.93	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	43.75	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.63	M
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.63	M
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.30	M
Altura de Columnas	3.50	M
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5.13	M
Numero de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.92	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	29.80	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	6.14	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	538.25	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	551170.88	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A8.4: Carga Muerta y Viva de Piso 7

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	288.70	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	39.78	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.30	m
Altura de Columnas	3.50	m
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5.13	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.92	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	26.64	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	5.58	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	534.54	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	547365.62	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A8.5: Carga Muerta y Viva de Piso 8

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	288.70	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	39.78	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.63	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.30	m
Altura de Columnas	3.50	m
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	5.13	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Cubierta	320.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.92	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	26.64	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	5.58	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	404.54	kg/m²
Carga Viva para Cubierta (kg/m²)	70.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	414245.62	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	71680.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Para calcular el peso sísmico se suma la carga muerta de piso y el 25% de la carga viva de piso y esto se realiza a cada uno de los pisos del edificio.

Tabla A8.6: Peso Total por Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	414.25	71.68	485.93	485.93
Piso 7	547.37	245.76	793.13	1279.05
Piso 6	551.17	245.76	796.93	2075.98
Piso 5	551.17	245.76	796.93	2872.91
Piso 4	554.42	245.76	800.18	3673.09
Piso 3	554.42	245.76	800.18	4473.27
Piso 2	557.94	245.76	803.70	5276.96
Piso 1	557.94	245.76	803.70	6080.66
Total	4288.66	1792.00	6080.66	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A12.7: Peso Sísmico de Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	414.25	17.92	432.17
Piso 7	547.37	61.44	608.81
Piso 6	551.17	61.44	612.61
Piso 5	551.17	61.44	612.61
Piso 4	554.42	61.44	615.86
Piso 3	554.42	61.44	615.86
Piso 2	557.94	61.44	619.38
Piso 1	557.94	61.44	619.38
		Total	4736.66

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 9

CORTANTE BASAL DEL DISEÑO FINAL DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS ESPECIALES CONCÉNTRICAS.

Se realiza el cálculo del cortante basal de la estructura final SCBF usando el periodo de vibración $T = 0.77\text{sg}$ tomado del análisis realizado por el programa ETABS de la estructura de pre-diseño SCBF y el periodo de cambio $T_c = 0.61\text{sg}$ que se determinó en el cálculo del cortante basal de la estructura de pre-diseño SCBF.

Datos de NEC-SE-DS- “Peligro Sísmico”

$$\begin{array}{llll} h = 1.80 & Z = 0.5 & F_a = 1.18 & I = 1.00 \\ R = 8.00 & \Phi_P = 0.90 & \Phi_E = 1.00 & r = 1.00 \end{array}$$

a) Cálculo de la Curva desde $T > T_c$ del Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = (1.80) * (0.5) * (1.18) * \left(\frac{0.61 \text{ sg}}{0.77 \text{ sg}} \right)^{1.00} = 0.84$$

b) Cálculo del Cortante Basal Total de Diseño

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$V = \frac{(1.00)(0.84)}{(8.00)(0.90)(1.00)} (4736.66\text{Ton}) = 551.40\text{Ton}$$

c) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales.

Se determina el coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura.

$$k = 1.14$$

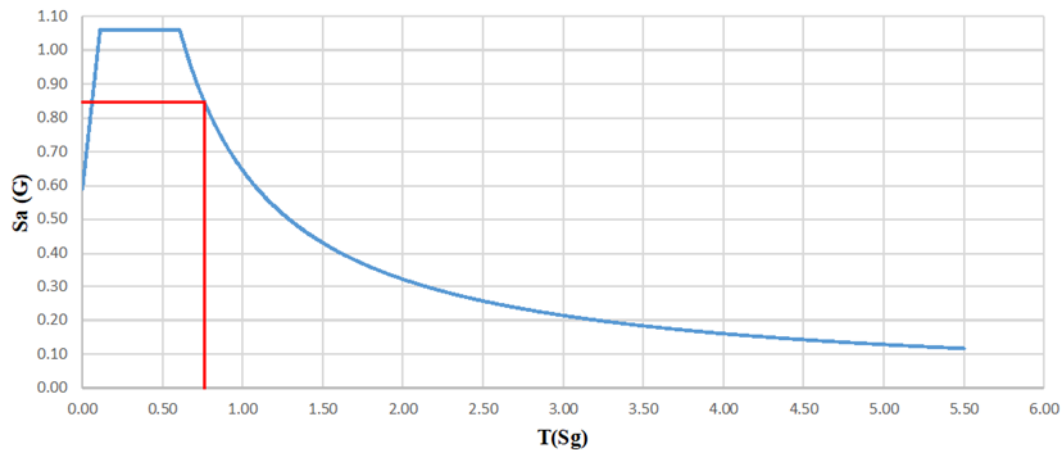
Tabla A9.1: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum W_x*(h_x)^k}$	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	432.17	28.00	18974.69	0.18	98.21	98.21
7	608.81	24.50	22971.12	0.22	118.90	217.12
6	612.61	21.00	19404.55	0.18	100.44	317.56
5	612.61	17.50	15777.31	0.15	81.66	399.22
4	615.86	14.00	12312.17	0.12	63.73	462.95
3	615.86	10.50	8882.38	0.08	45.98	508.93
2	619.38	7.00	5638.19	0.05	29.18	538.11
1	619.38	3.50	2567.27	0.02	13.29	551.40
Total			106527.67	Total	551.40	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico A9.1: Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena – Suelo tipo C

**ESPECTRO DE DISEÑO
SUELO TIPO C - SANTA ELENA**



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Mediante el uso del criterio técnico, definido por los autores, se decidió incrementar el valor del cortante basal que actúa sobre la estructura del diseño final, teniendo en cuenta que el valor de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño en la provincia de Santa Elena es mayor al $Z = 0.5$, se optó por usar un valor arbitrario de $Z = 0.6335$.

d) Cálculo de la Curva desde $T > T_c$ del Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = (1.80) * (0.6335) * (1.18) * \left(\frac{0.61 \text{ sg}}{0.77 \text{ sg}}\right)^{1.00} = 1.06$$

e) Cálculo del Cortante Basal Total de Diseño

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W$$

$$V = \frac{(1.00)(1.06)}{(8.00)(0.90)(1.00)} (4736.66\text{Ton}) = 698.66\text{Ton}$$

f) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales.

Se determina el coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura.

Tabla A9.2: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum W_x*(h_x)^k}$	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	432.17	28.00	12100.64	0.17	117.10	117.10
7	608.81	24.50	14915.74	0.21	144.35	261.45
6	612.61	21.00	12864.83	0.18	124.50	385.95
5	612.61	17.50	10720.69	0.15	103.75	489.70
4	615.86	14.00	8621.99	0.12	83.44	573.14
3	615.86	10.50	6466.49	0.09	62.58	635.72
2	619.38	7.00	4335.63	0.06	41.96	677.68
1	619.38	3.50	2167.81	0.03	20.98	698.66
	Total		72193.81	Total	698.66	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

g) Cálculo del Porcentaje de Incremento del Cortante Basal.

$$\% \text{Incremento} = \left(1 - \frac{551.40\text{Ton}}{698.66\text{Ton}}\right) * 100$$

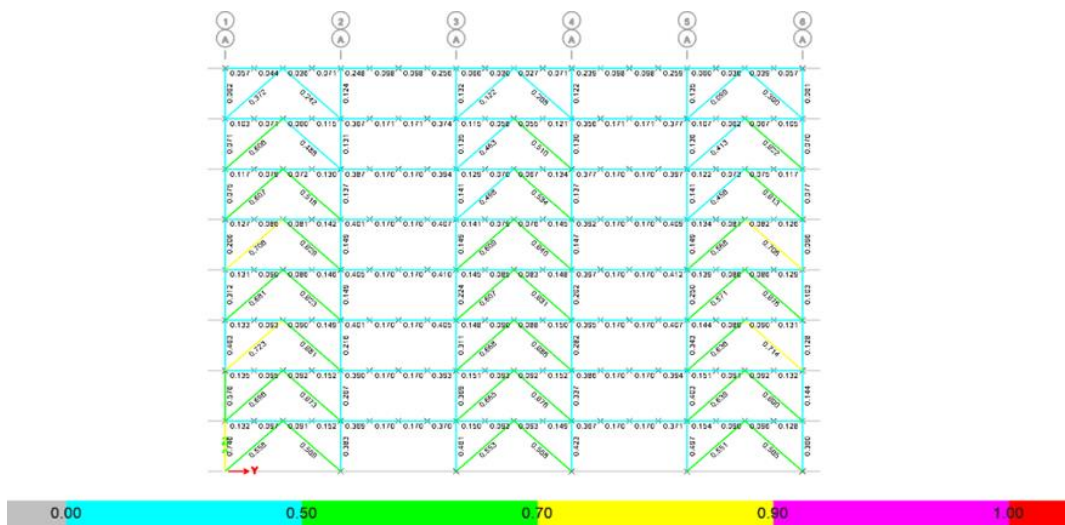
$$\% \text{Incremento} = 21.08$$

Se ha realizado un incremento del 21.08% del cortante basal que actúa sobre la estructura de diseño final.

ANEXO 10

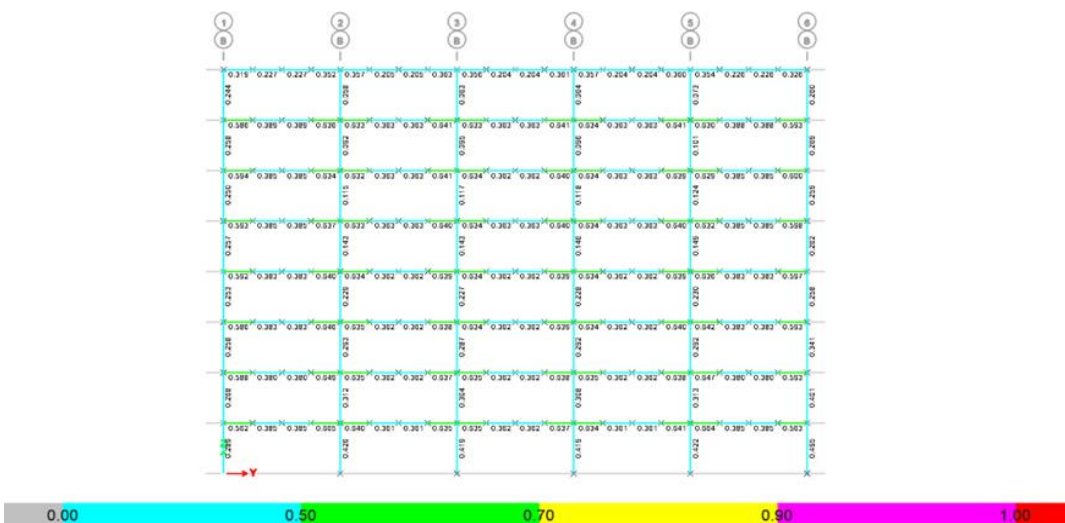
RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DEL DISEÑO FINAL PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF) REALIZADO POR EL PROGRAMA ETABS.

Gráfico A10.1: Resistencia de elementos del diseño final SCBF - Eje A



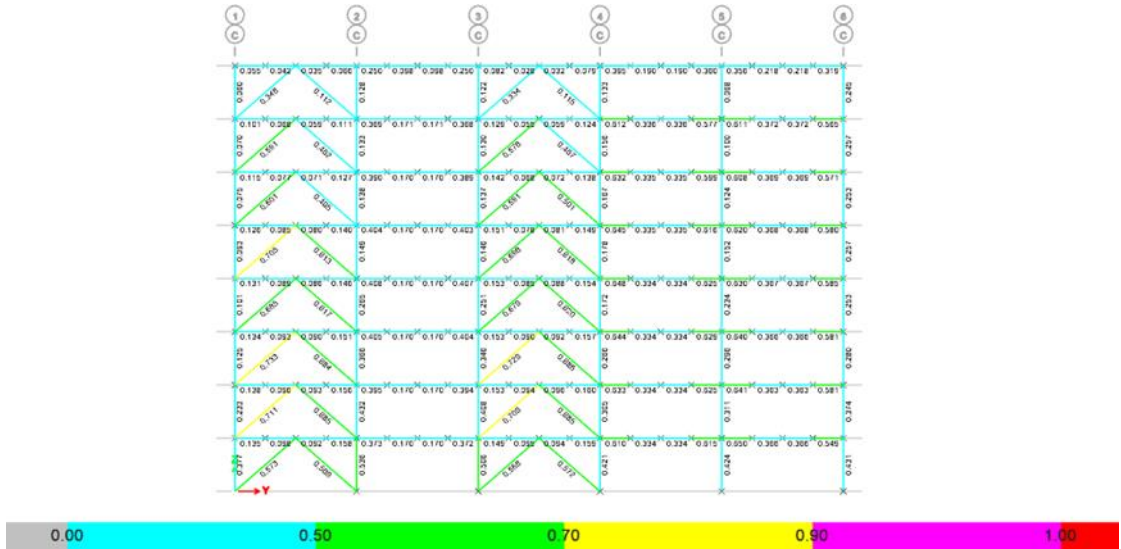
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A10.2: Resistencia de elementos del diseño final SCBF - Eje B



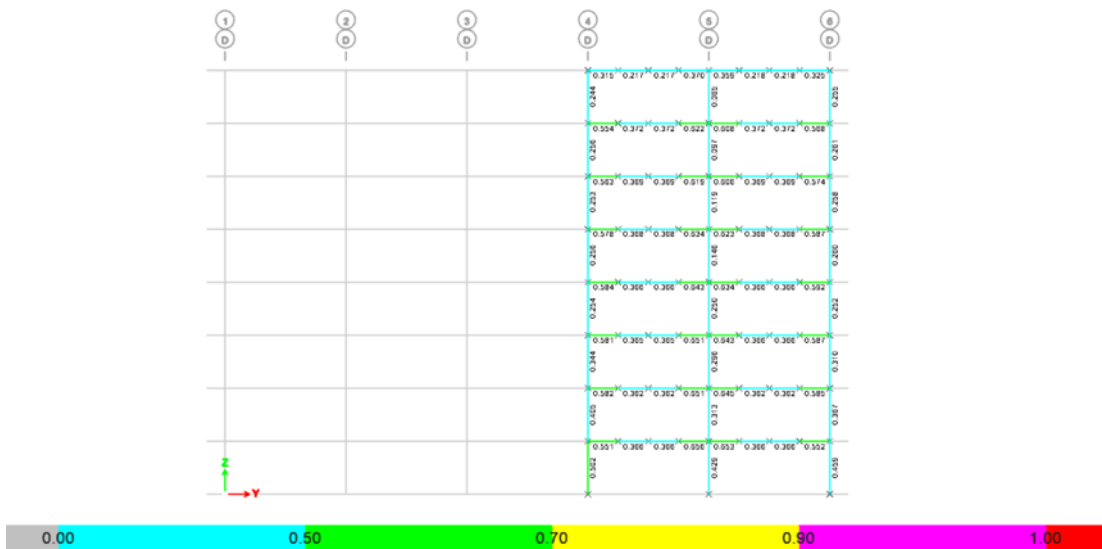
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A10.3: Resistencia de elementos del diseño final SCBF - Eje C



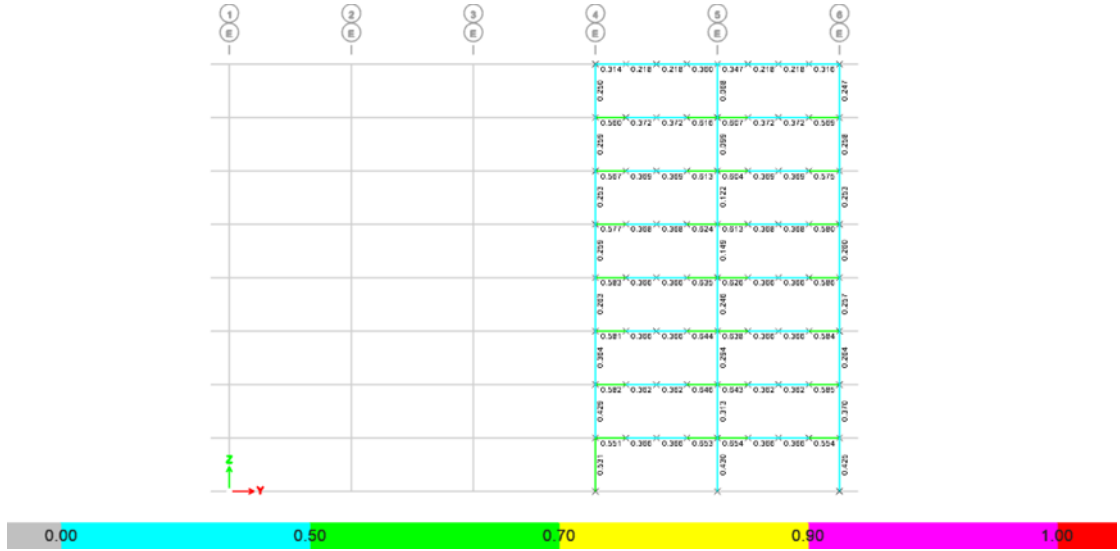
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A10.4: Resistencia de elementos del diseño final SCBF - Eje D



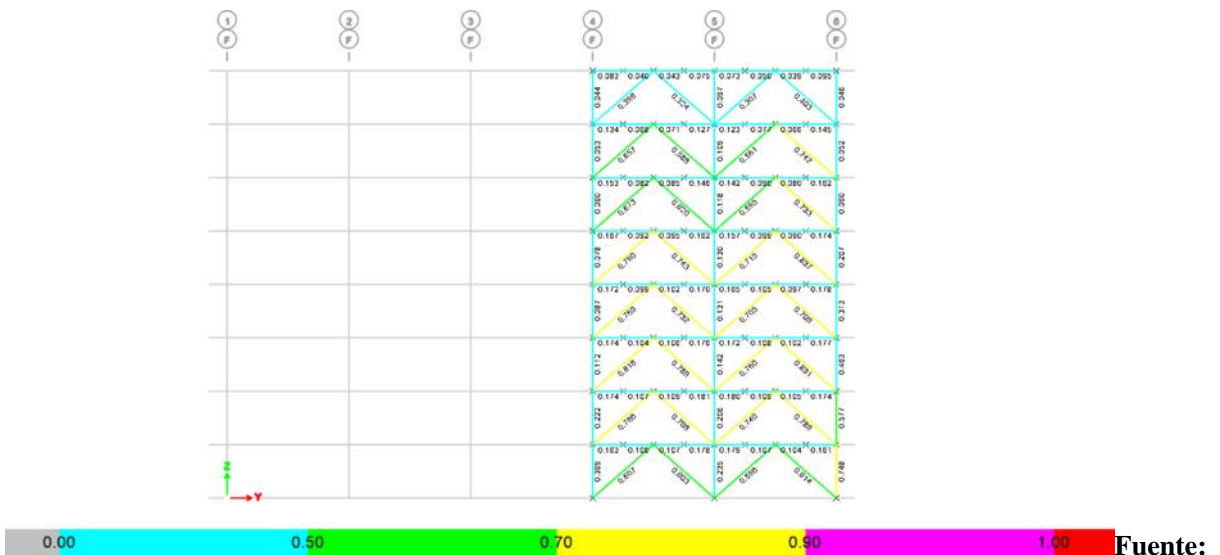
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A10.5: Resistencia de elementos del diseño final SCBF - Eje E



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A10.6: Resistencia de elementos del diseño final SCBF - Eje F



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANEXO 11

PESO TOTAL Y SÍSMICO DEL DISEÑO FINAL DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS EXCÉNTRICAS.

Tabla A11.1: Carga Muerta y Viva de Piso 1 y 2

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	383.95	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	50.70	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.37	m
Altura de Columnas	3.50	m
Numero de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.78	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.93	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	35.43	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	6.62	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	544.38	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	557448.35	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A11.2: Carga Muerta y Viva de Piso 3 y 4

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	349.72	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	48.72	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.71	M
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.71	M
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.37	M
Altura de Columnas	3.50	M
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.78	M
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.93	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	32.27	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	6.37	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	540.97	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	553949.00	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A11.3: Carga Muerta y Viva de Piso 5 y 6

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	322.93	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	43.75	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.37	m
Altura de Columnas	3.50	m
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.78	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.93	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	29.80	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	5.72	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	537.84	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	550752.61	kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A11.4: Carga Muerta y Viva de Piso 7

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	288.70	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	39.78	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.37	m
Altura de Columnas	3.50	m
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.78	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Piso	450.00	kg/m ²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m ²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.93	kg/m ²
Carga Muerta de Columnas	26.64	kg/m ²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	5.20	kg/m ²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	534.17	kg/m²
Carga Viva para Oficinas (kg/m²)	240.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	546986.46	Kg
Carga Viva de Piso (kg)	245760.00	Kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A11.5: Carga Muerta y Viva de Piso 8

Descripción	Valor	Unidad
Peso Propio de Nervios	19.35	kg/m
Peso Propio de Vigas Secundarias	53.57	kg/m
Peso Propio de Vigas Principales	81.85	kg/m
Peso Propio de Columnas	288.70	kg/m
Peso Propio de Diagonales Rigidizadoras	39.78	kg/m
Longitud de Influencia de Nervios	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Secundarias	370.71	m
Longitud de Influencia de Vigas Principales	324.37	m
Altura de Columnas	3.50	m
Número de Columnas	27.00	
Longitud de Diagonales Rigidizadoras	4.78	m
Número de Diagonales Rigidizadoras	28.00	
Área Tributaria	1024.00	m ²
Carga Muerta de Losa de Cubierta	320.00	kg/m²
Carga Muerta de Nervios	7.00	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Secundarias	19.39	kg/m²
Carga Muerta de Vigas Principales	25.93	kg/m²
Carga Muerta de Columnas	26.64	kg/m²
Carga Muerta de Diagonales Rigidizadoras	5.20	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg/m²)	404.17	kg/m²
Carga Viva para Cubierta (kg/m²)	70.00	kg/m²
Carga Muerta de Piso (kg)	413866.46	kg
Carga Viva de Piso (kg)	71680.00	kg

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Para calcular el peso sísmico se suma la carga muerta de piso y el 25% de la carga viva de piso y esto se realiza a cada uno de los pisos del edificio.

Tabla A11.6: Peso Total por Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	Carga Viva Ton	Total Ton	Pi Ton
Piso 8	413.87	71.68	485.55	485.55
Piso 7	546.99	245.76	792.75	1278.29
Piso 6	550.75	245.76	796.51	2074.81
Piso 5	550.75	245.76	796.51	2871.32
Piso 4	553.95	245.76	799.71	3671.03
Piso 3	553.95	245.76	799.71	4470.74
Piso 2	557.45	245.76	803.21	5273.94
Piso 1	557.45	245.76	803.21	6077.15
Total	4285.15	1792.00	6077.15	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Tabla A11.7: Peso Sísmico de Piso

Nivel	Carga Muerta Ton	25% Carga Viva Ton	Total Ton
Piso 8	413.87	17.92	431.79
Piso 7	546.99	61.44	608.43
Piso 6	550.75	61.44	612.19
Piso 5	550.75	61.44	612.19
Piso 4	553.95	61.44	615.39
Piso 3	553.95	61.44	615.39
Piso 2	557.45	61.44	618.89
Piso 1	557.45	61.44	618.89
		Total	4733.15

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

ANEXO 12

CORTANTE BASAL DEL DISEÑO FINAL DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS EXCÉNTRICAS.

Se realiza el cálculo del cortante basal de la estructura final EBF usando el periodo de vibración $T = 0.85\text{sg}$ tomado del análisis realizado por el programa ETABS de la estructura de pre-diseño EBF y el periodo de cambio $T_c = 0.61\text{sg}$ que se determinó en el cálculo del cortante basal de la estructura de pre-diseño SCBF.

Datos de NEC-SE-DS- “Peligro Sísmico”

$$\begin{array}{llll} h = 1.80 & Z = 0.5 & F_a = 1.18 & I = 1.00 \\ R = 8.00 & \Phi_P = 0.90 & \Phi_E = 1.00 & r = 1.00 \end{array}$$

a) Cálculo de la Curva desde $T > T_c$ del Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = (1.80) * (0.5) * (1.18) * \left(\frac{0.61 \text{ sg}}{0.85 \text{ sg}} \right)^{1.00} = 0.76$$

b) Cálculo del Cortante Basal Total de Diseño

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$V = \frac{(1.00)(0.76)}{(8.00)(0.90)(1.00)} (4736.66\text{Ton}) = 500.31\text{Ton}$$

c) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales.

Se determina el coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura.

$$k = 1.17$$

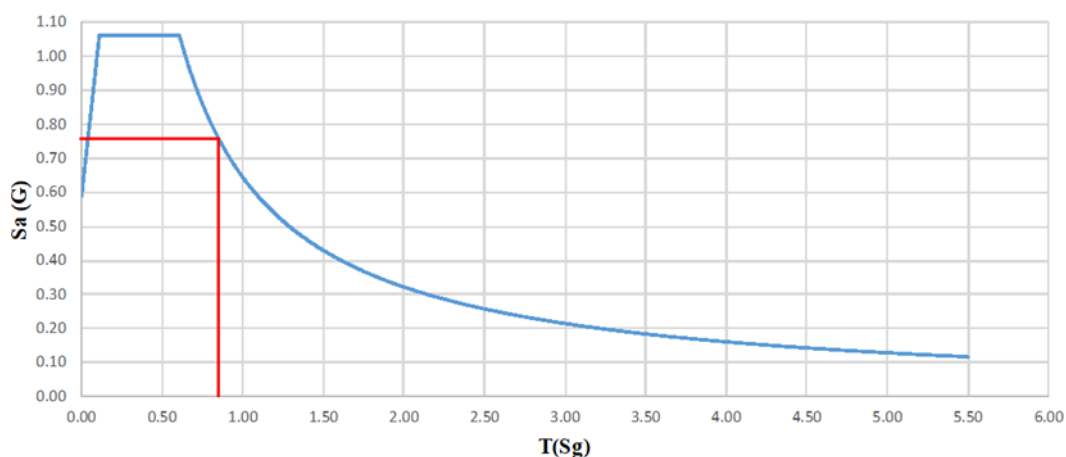
Tabla A12.1: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum W_x*(h_x)^k}$	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	431.79	28.00	21589.00	0.18	90.62	90.62
7	608.43	24.50	26006.93	0.22	109.16	199.78
6	612.19	21.00	21836.02	0.18	91.65	291.43
5	612.19	17.50	17628.48	0.15	73.99	365.42
4	615.39	14.00	13636.54	0.11	57.24	422.66
3	615.39	10.50	9728.05	0.08	40.83	463.49
2	618.89	7.00	6077.95	0.05	25.51	489.00
1	618.89	3.50	2693.69	0.02	11.31	500.31
Total			119196.66	Total	500.31	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Gráfico A12.1: Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena – Suelo tipo C

**ESPECTRO DE DISEÑO
SUELO TIPO C - SANTA ELENA**



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

Mediante el uso del criterio técnico, definido por los autores, se decidió incrementar el valor del cortante basal que actúa sobre la estructura del diseño final, teniendo en cuenta que el valor de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño en la provincia de Santa Elena es mayor al $Z = 0.5$, se optó por usar un valor arbitrario de $Z = 0.6977$.

d) Cálculo de la Curva desde $T > T_c$ del Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = (1.80) * (0.6977) * (1.18) * \left(\frac{0.61 \text{ sg}}{0.85 \text{ sg}}\right)^{1.00} = 1.06$$

e) Cálculo del Cortante Basal Total de Diseño

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W$$

$$V = \frac{(1.00)(1.06)}{(8.00)(0.90)(1.00)} (4733.15\text{Ton}) = 698.14\text{Ton}$$

f) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales.

Se determina el coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura.

Tabla A12.1: Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas Laterales

# Pisos	W _x Peso (Ton)	h _x Altura de Piso (m)	W _x *(h _x) ^k (Ton m)	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum(W_x*(h_x)^k)}$	F _x = F _i (Ton)	V _x (Ton)
8	431.79	28.00	12090.02	0.17	117.00	117.00
7	608.43	24.50	14906.45	0.21	144.26	261.26
6	612.19	21.00	12856.04	0.18	124.41	385.67
5	612.19	17.50	10713.37	0.15	103.68	489.35
4	615.39	14.00	8615.45	0.12	83.38	572.72
3	615.39	10.50	6461.58	0.09	62.53	635.25
2	618.89	7.00	4332.22	0.06	41.92	677.18
1	618.89	3.50	2166.11	0.03	20.96	698.14
Total			72141.24	Total	698.14	

Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque

g) Cálculo del Porcentaje de Incremento del Cortante Basal.

$$\% \text{Incremento} = \left(1 - \frac{500.31\text{Ton}}{698.14\text{Ton}}\right) * 100$$

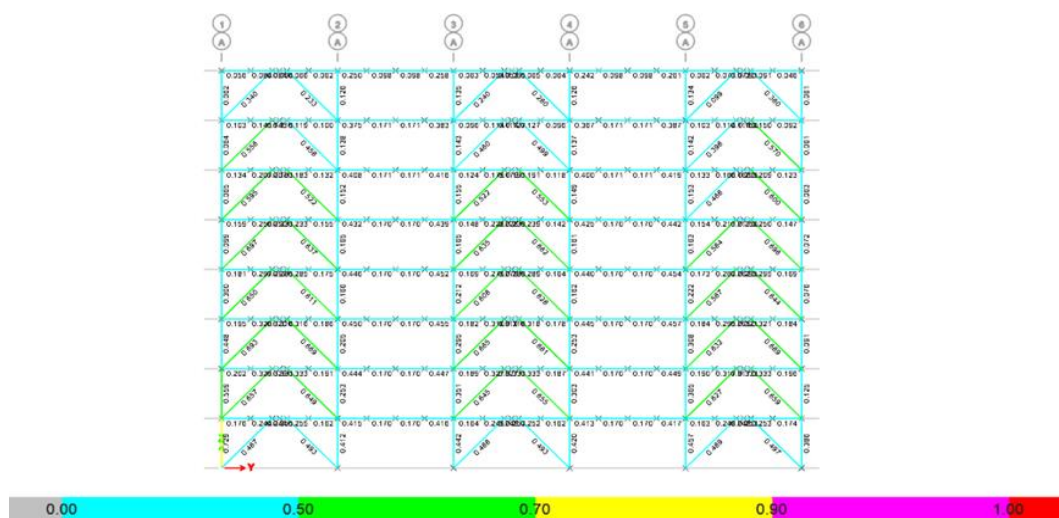
$$\% \text{Incremento} = 28.33$$

Se ha realizado un incremento del 28.33% del cortante basal que actúa sobre la estructura de diseño final.

ANEXO 13

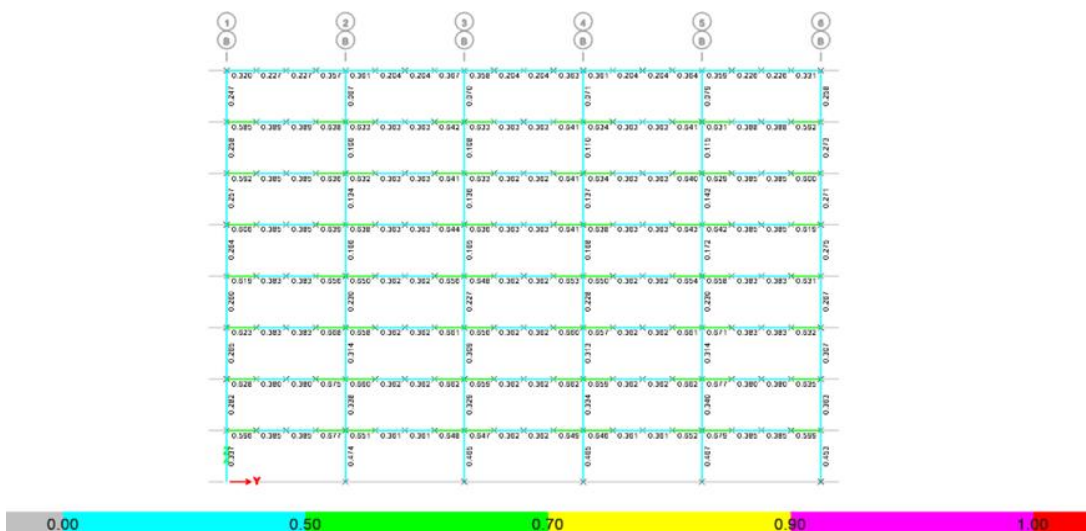
RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DEL DISEÑO FINAL PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF) REALIZADO POR EL PROGRAMA ETABS.

Gráfico A13.1: Resistencia de elementos del diseño final EBF - Eje A



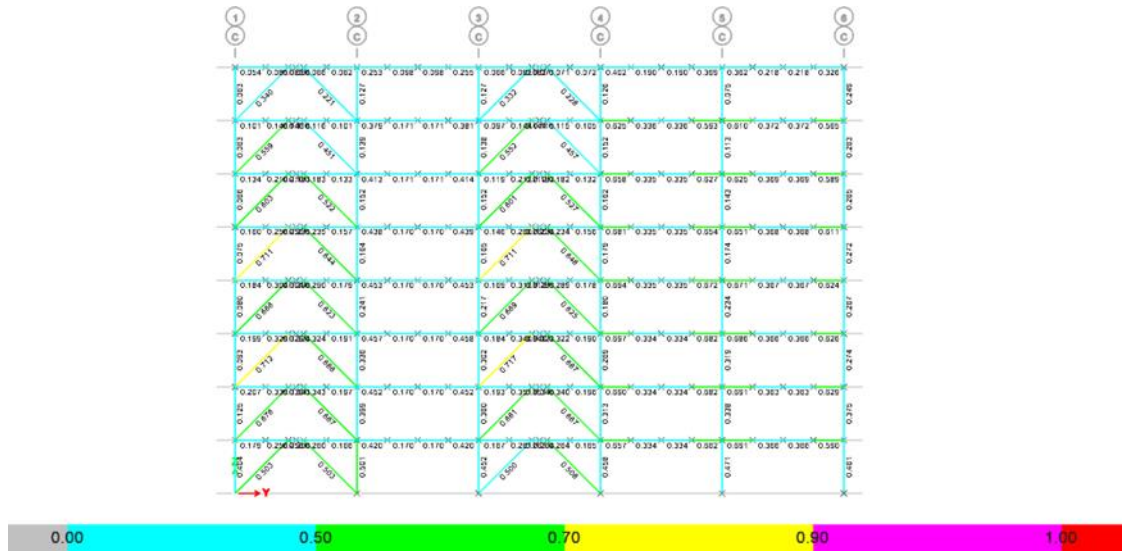
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A13.2: Resistencia de elementos del diseño final EBF - Eje B



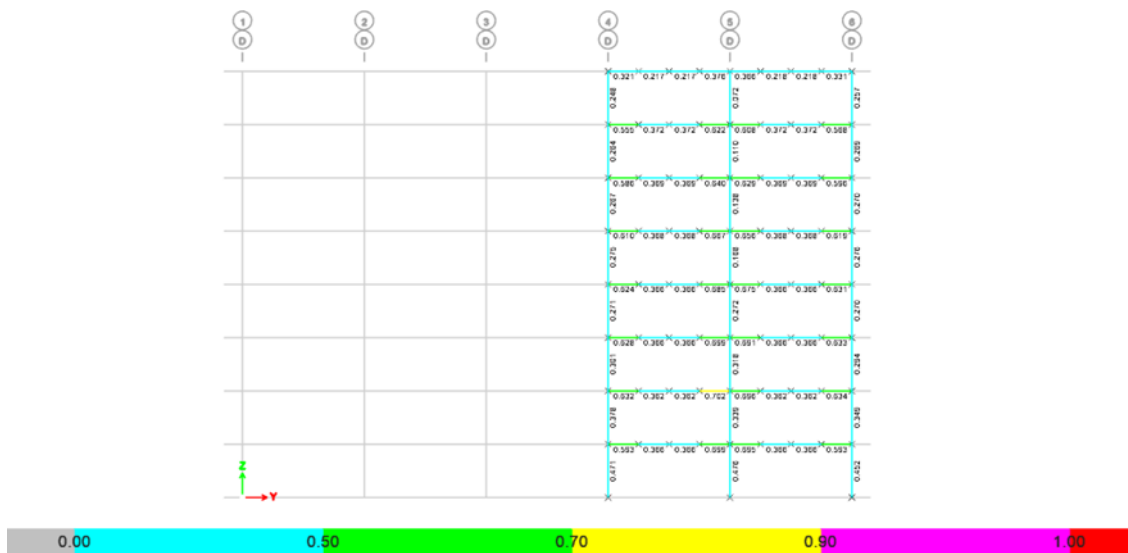
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A13.3: Resistencia de elementos del diseño final EBF - Eje C



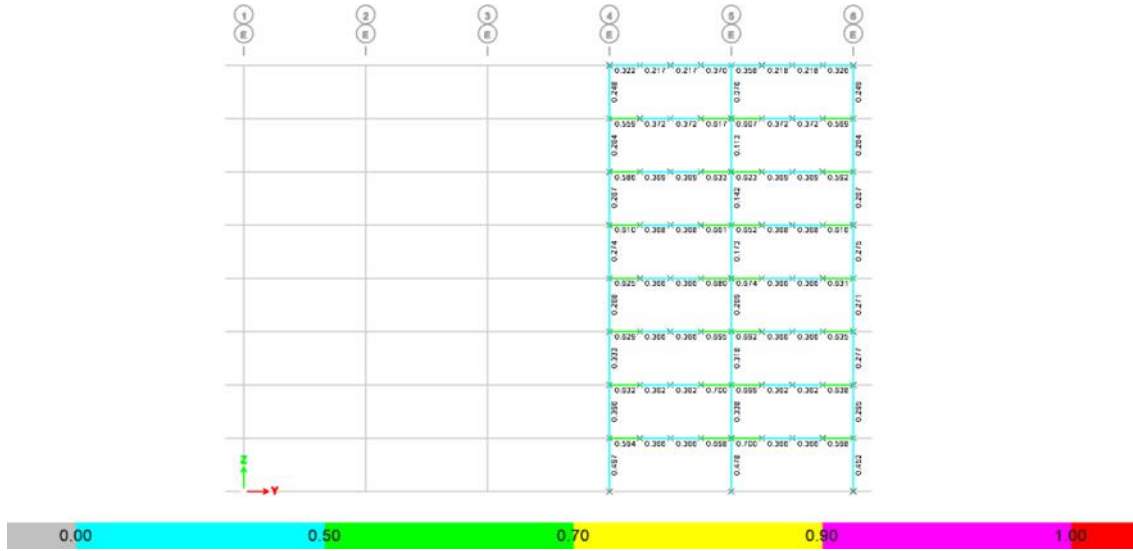
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A13.4: Resistencia de elementos del diseño final EBF - Eje D



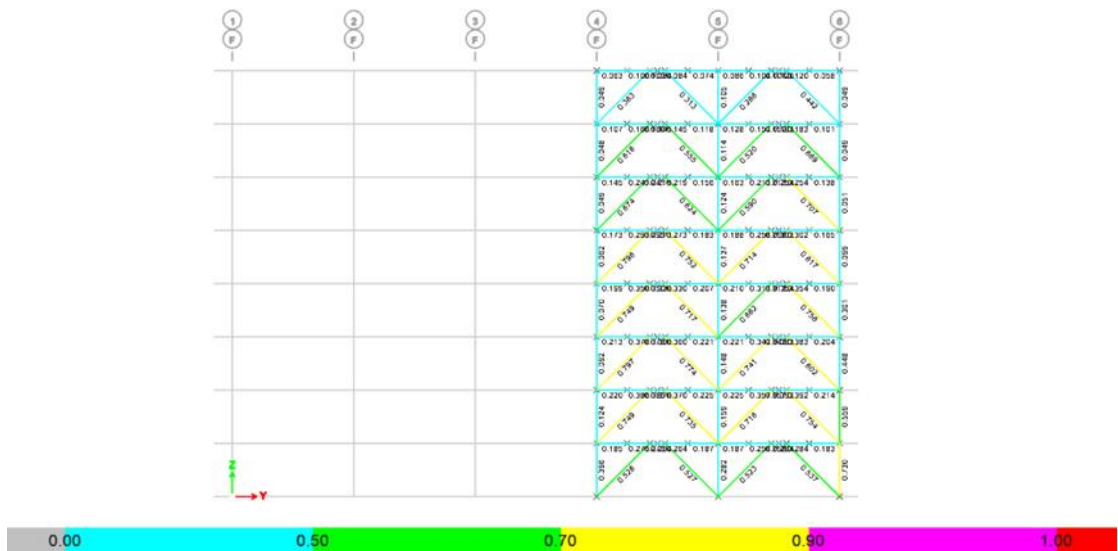
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A13.5: Resistencia de elementos del diseño final EBF - Eje E



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A13.6: Resistencia de elementos del diseño final EBF - Eje F

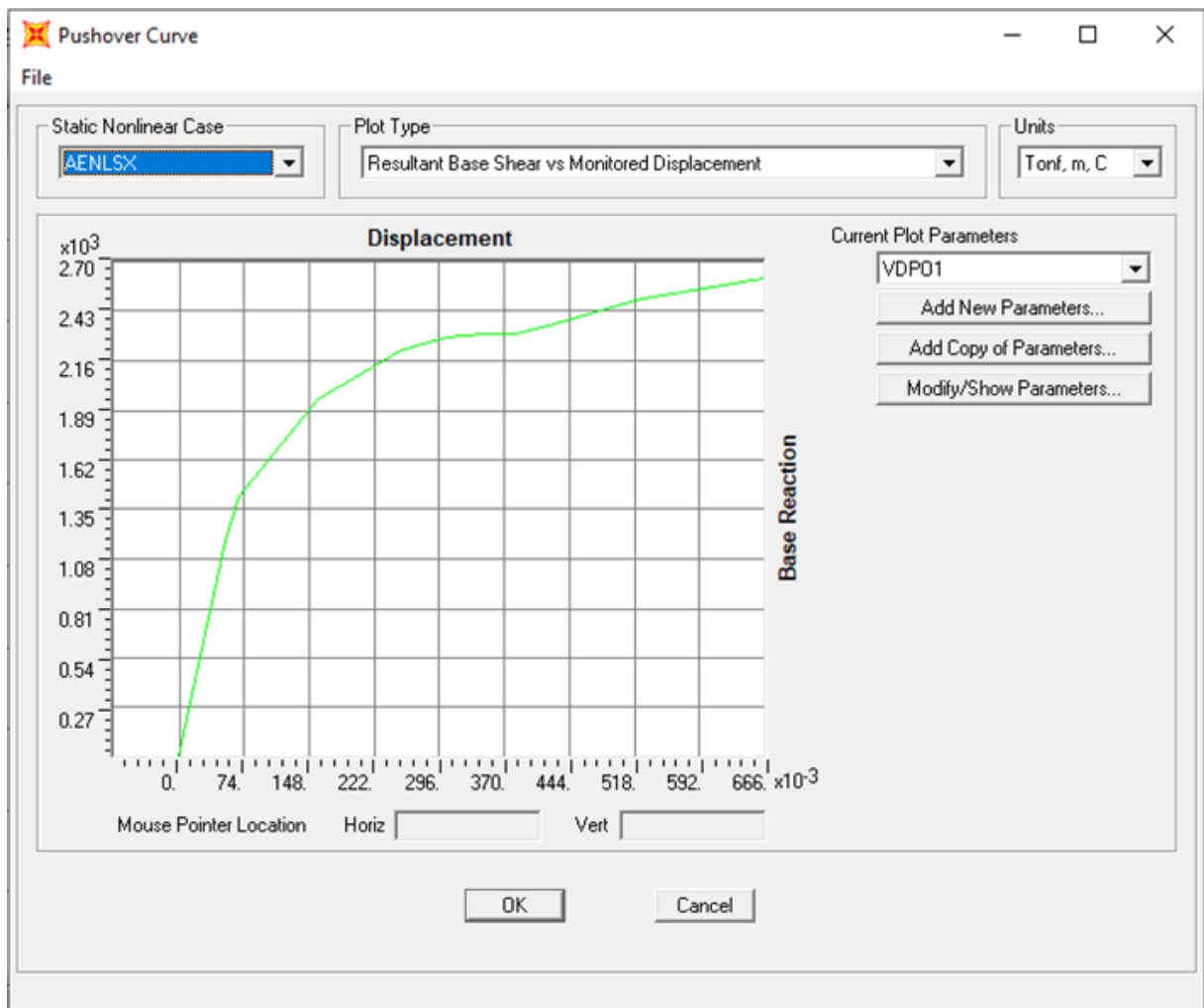


Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANEXO 14

ANÁLISIS NO LINEAL DEL DISEÑO PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (SCBF) SISMO X.

Gráfico A14.1: Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo X).



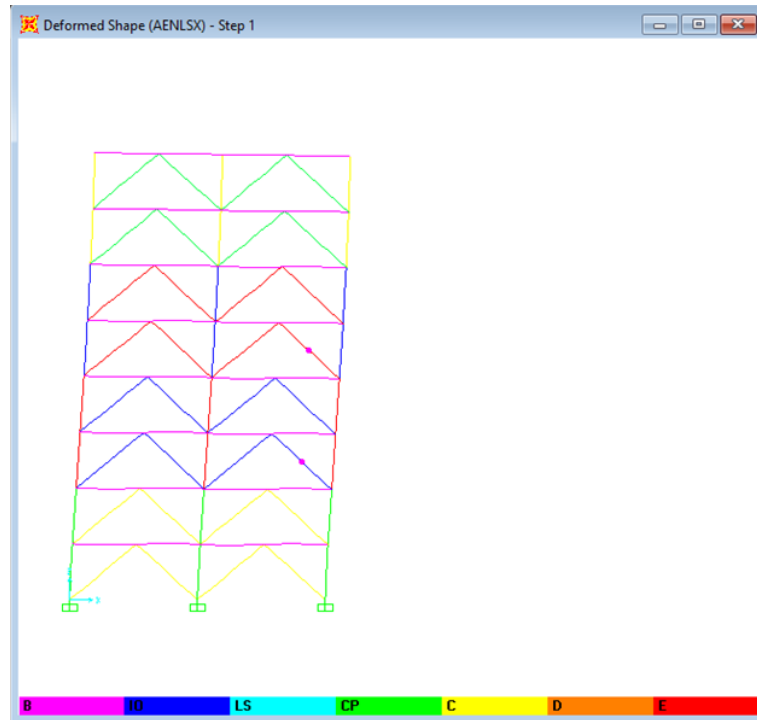
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Tabla A14.1: Resultados de la Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo X).

Etapa	Desplaza M	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	>E	Total
0	-0.000534	0	1328	0	0	0	0	0	0	0	1328
1	0.052110	1181.6395	1326	2	0	0	0	0	0	0	1328
2	0.066918	1414.9936	1305	12	4	0	0	7	0	0	1328
3	0.156708	1951.1445	1271	4	9	0	0	44	0	0	1328
4	0.250559	2213.6955	1233	17	15	12	2	49	0	0	1328
5	0.296414	2278.6336	1199	24	33	6	10	56	0	0	1328
6	0.306700	2286.4803	1191	28	37	6	8	56	2	0	1328
7	0.306700	2286.4803	1191	28	37	6	8	56	0	2	1328
8	0.320492	2295.1807	1188	24	43	4	8	57	2	2	1328
9	0.320492	2295.1807	1188	24	43	4	8	57	0	4	1328
10	0.324263	2297.1019	1186	23	46	3	9	56	1	4	1328
11	0.324263	2297.1019	1186	23	46	3	9	56	0	5	1328
12	0.327535	2298.6445	1183	23	49	3	5	59	1	5	1328
13	0.327535	2298.6445	1183	23	49	3	5	59	0	6	1328
14	0.330383	2299.5408	1182	22	51	3	4	58	2	6	1328
15	0.330383	2299.5408	1182	22	51	3	4	58	0	8	1328
16	0.333389	2300.3409	1179	21	54	4	4	57	1	8	1328
17	0.333389	2300.3409	1179	21	54	4	4	57	0	9	1328
18	0.341766	2301.978	1173	24	56	4	5	55	2	9	1328
19	0.341766	2301.978	1173	24	56	4	5	55	0	11	1328
20	0.346724	2302.6271	1168	28	57	3	6	55	0	11	1328
21	0.350530	2302.9025	1166	25	62	3	5	56	0	11	1328
22	0.352992	2302.9614	1164	24	65	3	4	55	2	11	1328
23	0.352992	2302.9614	1164	24	65	3	4	55	1	12	1328
24	0.352992	2302.9614	1164	24	65	3	4	55	0	13	1328
25	0.356874	2302.8972	1164	24	65	3	4	54	1	13	1328
26	0.356874	2302.8972	1164	24	65	3	4	54	0	14	1328
27	0.359697	2302.8504	1162	26	64	4	4	54	0	14	1328
28	0.362773	2303.6885	1161	26	65	4	3	54	1	14	1328
29	0.362773	2303.6885	1161	26	65	4	3	54	0	15	1328
30	0.365581	2304.3561	1160	23	69	4	2	54	1	15	1328
31	0.365581	2304.3561	1160	23	69	4	2	54	0	16	1328
32	0.373411	2305.8399	1157	24	71	3	3	54	0	16	1328
33	0.378664	2308.1444	1153	25	72	5	3	53	1	16	1328
34	0.378664	2308.1444	1153	25	72	5	3	53	0	17	1328
35	0.382038	2309.9526	1150	28	71	6	3	52	1	17	1328
36	0.382038	2309.9526	1150	28	71	6	3	52	0	18	1328
37	0.391478	2318.3143	1147	24	78	4	4	50	3	18	1328
38	0.391478	2318.3143	1147	24	78	4	4	50	0	21	1328
39	0.413547	2343.5111	1135	24	88	4	4	51	1	21	1328
40	0.527180	2499.1796	1083	21	132	6	5	53	0	28	1328
41	0.642441	2593.6169	1052	5	140	34	3	60	3	31	1328
42	0.642441	2593.6169	1052	5	140	34	3	60	1	33	1328
43	0.649940	2598.4234	1052	3	140	36	3	57	3	34	1328
44	0.649940	2598.4234	1052	3	140	36	3	57	0	37	1328
45	0.670070	2611.0805	1045	9	136	35	7	58	1	37	1328

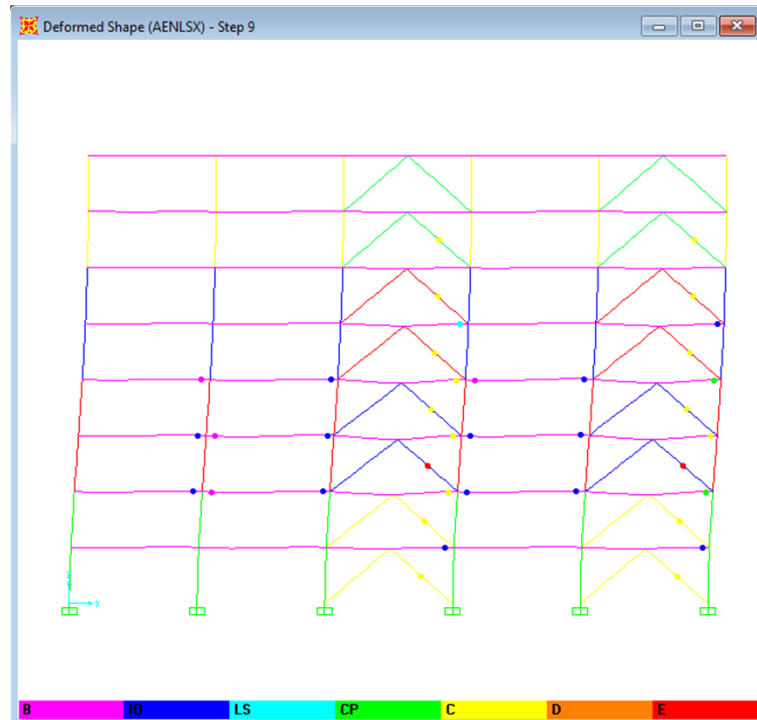
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.2: Rótula Plástica en Etapa 1 (Sistema SCBF Sismo X)



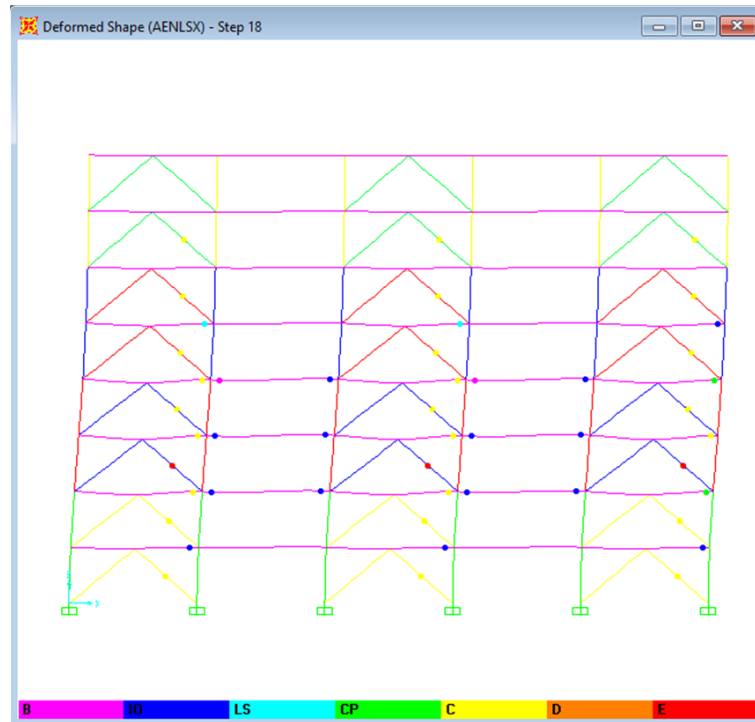
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.3: Rótula Plástica en Etapa 9 (Sistema SCBF Sismo X).



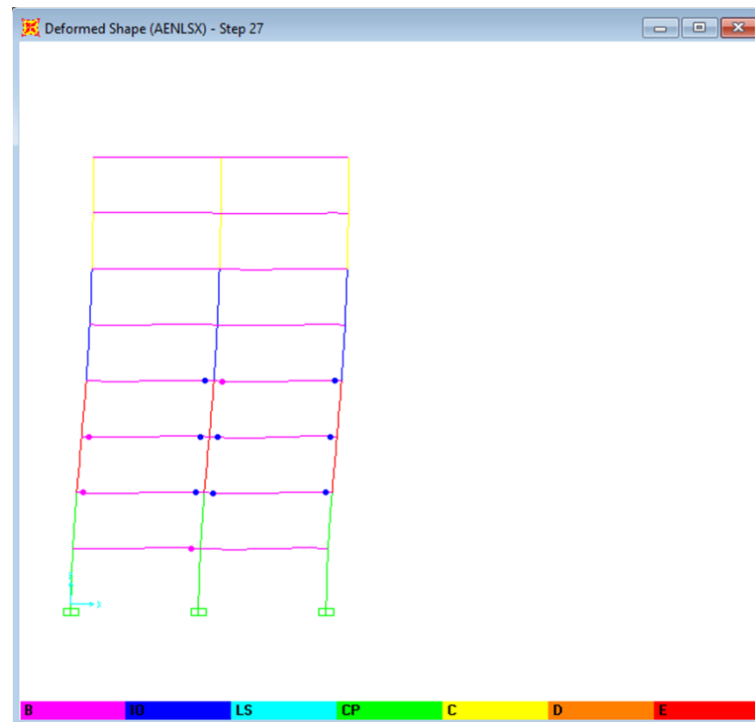
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.4: Rótula Plástica en Etapa 18 (Sistema SCBF Sismo X).



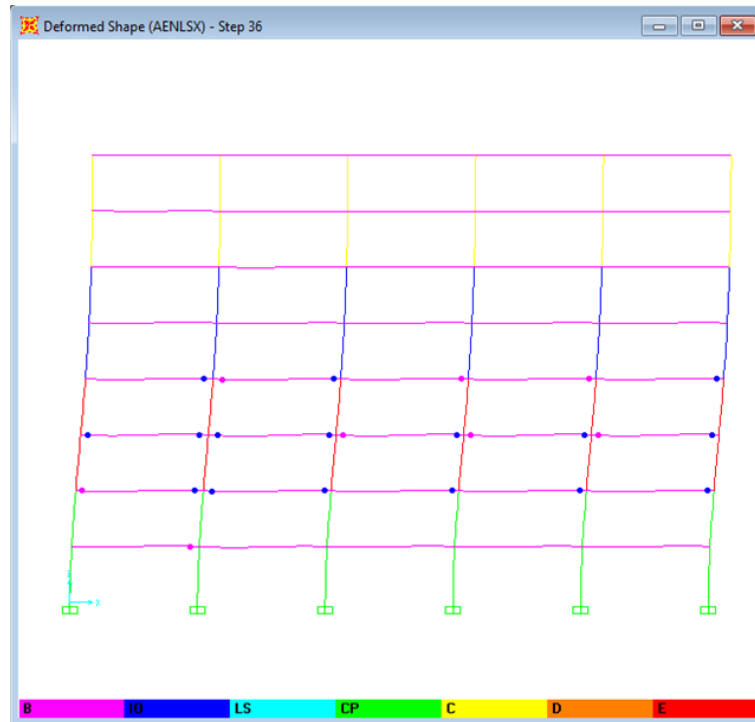
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.5: Rótula Plástica en Etapa 27 (Sistema SCBF Sismo X).



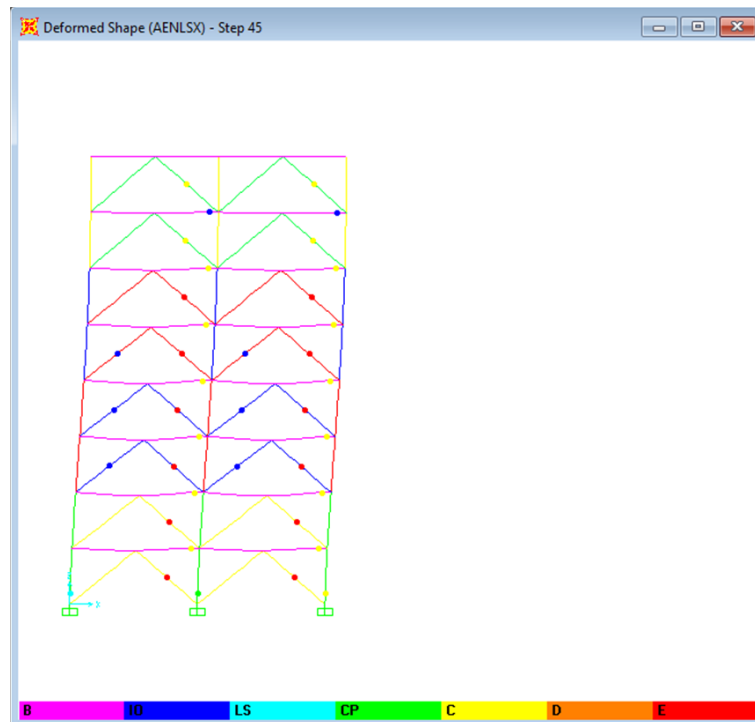
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.6: Rótula Plástica en Etapa 36 (Sistema SCBF Sismo X).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

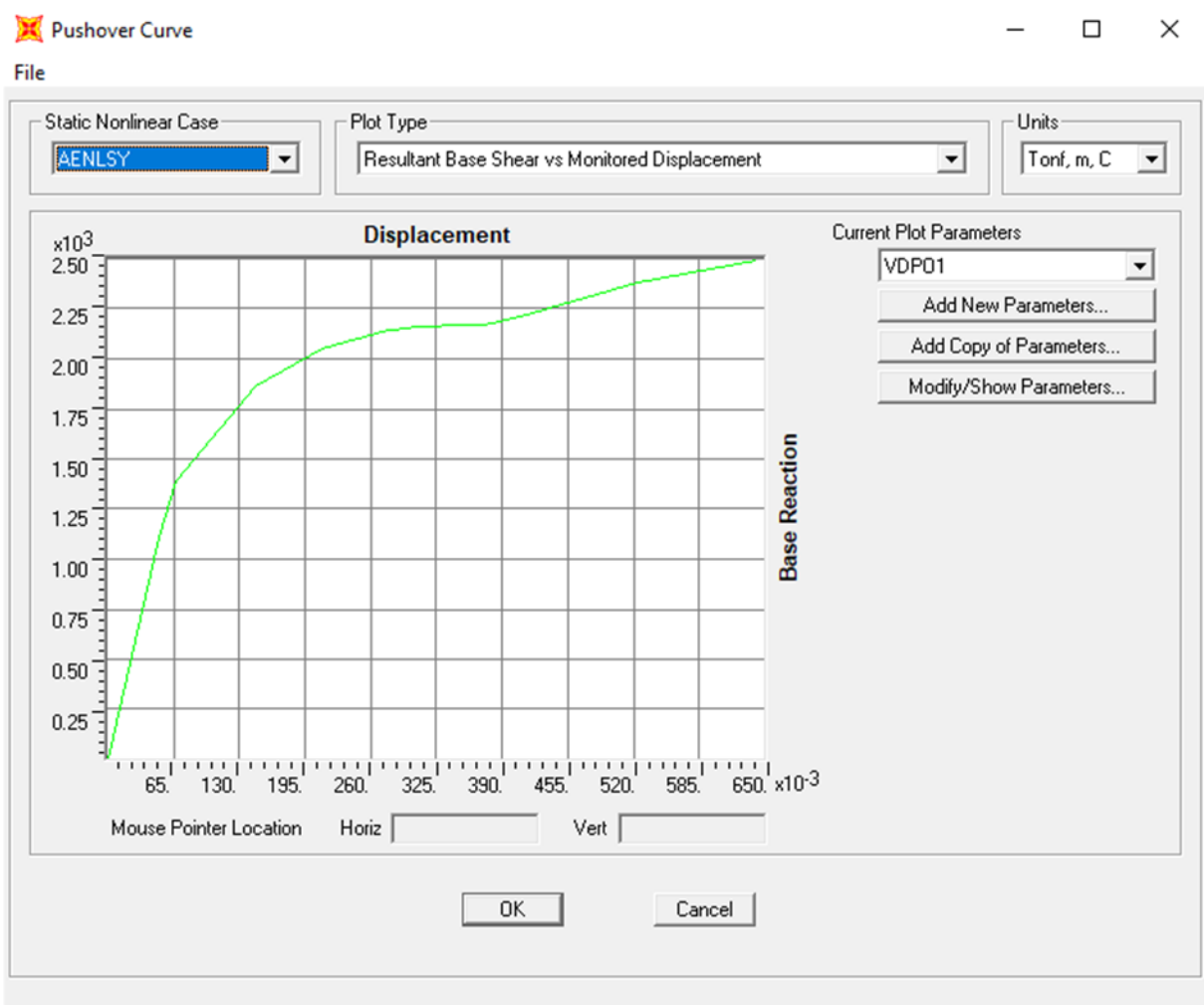
Gráfico A14.7: Rótula Plástica en Etapa 45 (Sistema SCBF Sismo X).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANÁLISIS NO LINEAL DEL DISEÑO PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (SCBF) SISMO Y

Gráfico A14.8: Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo Y).



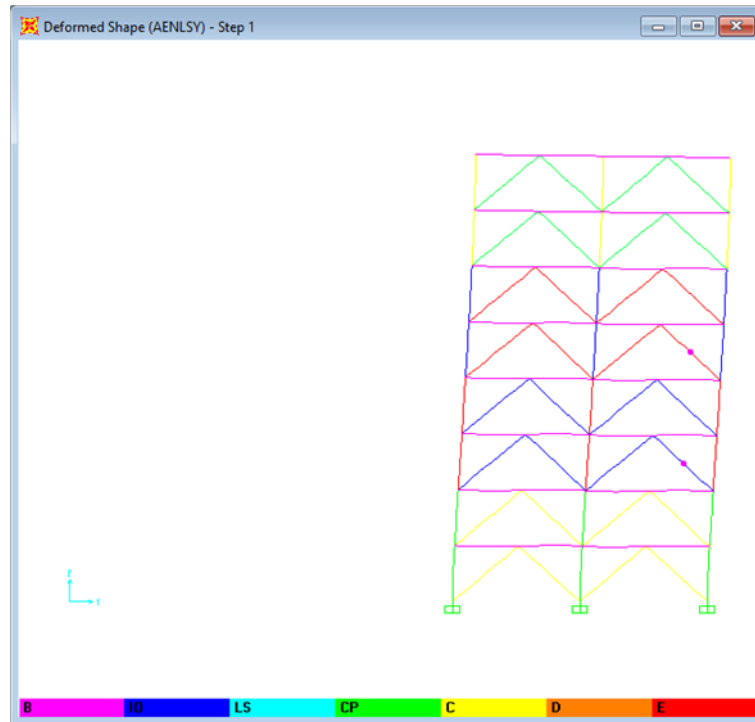
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Tabla A14.2: Resultados de la Curva Pushover (Sistema SCBF Sismo Y).

Etapa	Desplazamiento	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	>E	Total
0	0.000641	0	1328	0	0	0	0	0	0	0	1328
1	0.049778	1105.9728	1326	2	0	0	0	0	0	0	1328
2	0.067826	1386.8778	1304	12	5	0	0	7	0	0	1328
3	0.146794	1865.4576	1272	8	4	0	0	44	0	0	1328
4	0.211601	2053.8757	1233	22	21	4	0	48	0	0	1328
5	0.27739	2140.5683	1203	13	42	5	12	53	0	0	1328
6	0.29935	2156.5759	1194	12	50	4	9	58	1	0	1328
7	0.29935	2156.5759	1194	12	50	4	9	58	0	1	1328
8	0.303081	2158.6632	1189	16	51	4	9	57	1	1	1328
9	0.303081	2158.6632	1189	16	51	4	9	57	0	2	1328
10	0.313385	2162.9205	1183	20	52	3	5	61	2	2	1328
11	0.313385	2162.9205	1183	20	52	3	5	61	0	4	1328
12	0.319255	2164.3094	1181	20	53	4	2	61	3	4	1328
13	0.319255	2164.3094	1181	20	53	4	2	61	2	5	1328
14	0.319255	2164.3094	1181	20	53	4	2	61	0	7	1328
15	0.321462	2164.6718	1180	20	53	4	2	61	1	7	1328
16	0.321462	2164.6718	1180	20	53	4	2	61	0	8	1328
17	0.325335	2165.2496	1179	21	52	5	2	60	1	8	1328
18	0.325335	2165.2496	1179	21	52	5	2	60	0	9	1328
19	0.335553	2166.4872	1176	21	54	5	3	58	2	9	1328
20	0.335553	2166.4872	1176	21	54	5	3	58	0	11	1328
21	0.343489	2167.2182	1175	17	59	4	4	56	2	11	1328
22	0.343489	2167.2182	1175	17	59	4	4	56	1	12	1328
23	0.343489	2167.2182	1175	17	59	4	4	56	0	13	1328
24	0.346451	2167.45	1174	17	60	4	4	55	1	13	1328
25	0.346451	2167.45	1174	17	60	4	4	55	0	14	1328
26	0.348736	2167.5889	1172	19	60	4	2	57	0	14	1328
27	0.353448	2167.602	1168	20	63	4	2	57	0	14	1328
28	0.357552	2168.0256	1168	17	66	4	2	56	1	14	1328
29	0.357552	2168.0256	1168	17	66	4	2	56	0	15	1328
30	0.361822	2169.0425	1165	18	68	4	2	55	1	15	1328
31	0.361822	2169.0425	1165	18	68	4	2	55	0	16	1328
32	0.367421	2170.0705	1165	15	69	5	3	55	0	16	1328
33	0.37329	2172.7073	1163	15	70	5	4	53	2	16	1328
34	0.37329	2172.7073	1163	15	70	5	4	53	0	18	1328
35	0.380252	2178.5814	1161	14	73	4	4	51	3	18	1328
36	0.380252	2178.5814	1161	14	73	4	4	51	0	21	1328
37	0.4077	2211.2321	1156	11	77	7	3	52	1	21	1328
38	0.524632	2381.7779	1103	23	89	26	6	53	0	28	1328
39	0.642223	2495.053	1059	23	99	47	4	59	1	36	1328
40	0.642223	2495.053	1059	23	99	47	4	59	0	37	1328

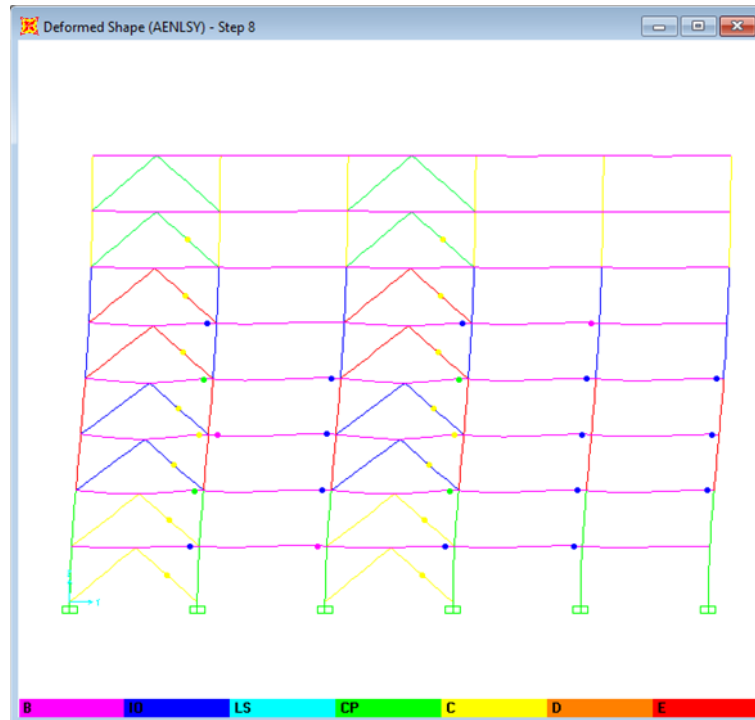
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.9: Rótula Plástica en Etapa 1 (Sistema SCBF Sismo Y)



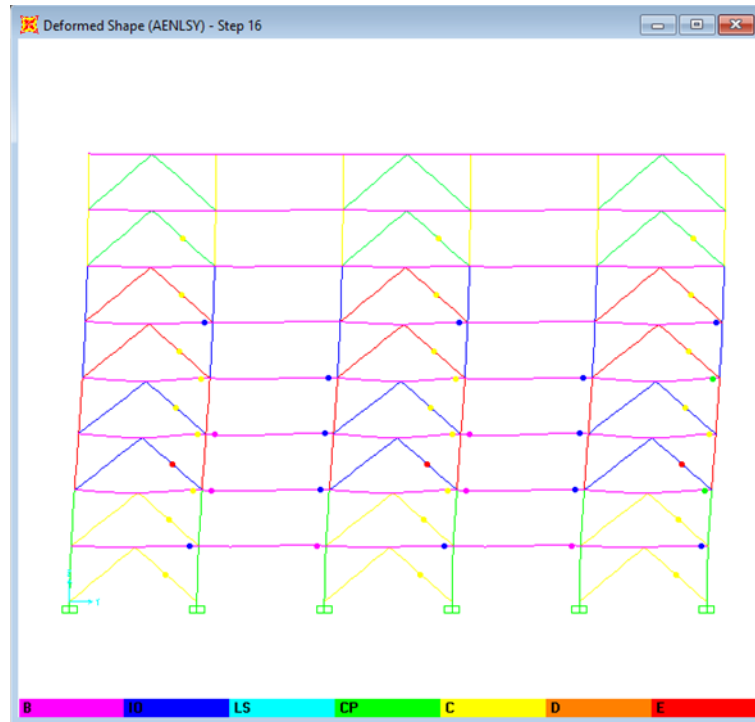
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.10: Rótula Plástica en Etapa 8 (Sistema SCBF Sismo Y).



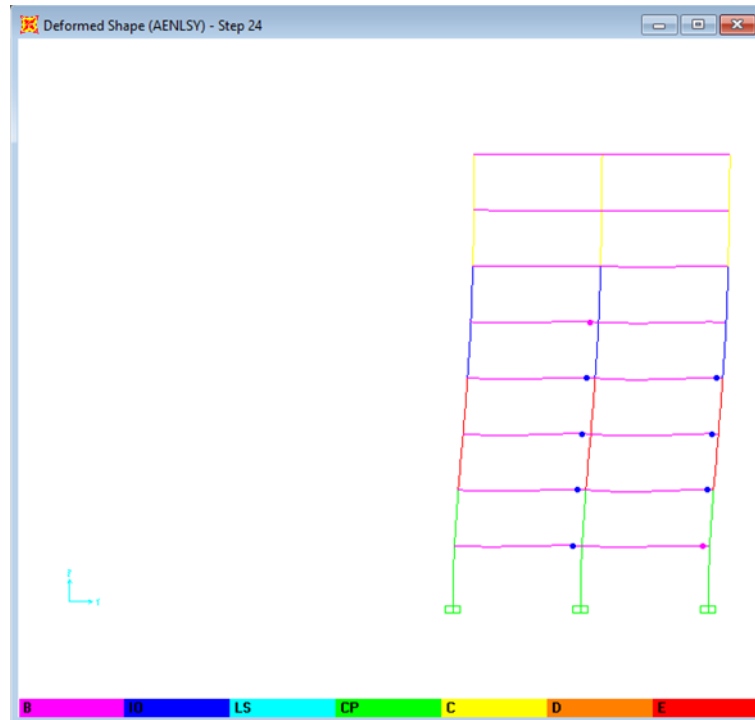
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.11: Rótula Plástica en Etapa 16 (Sistema SCBF Sismo Y).



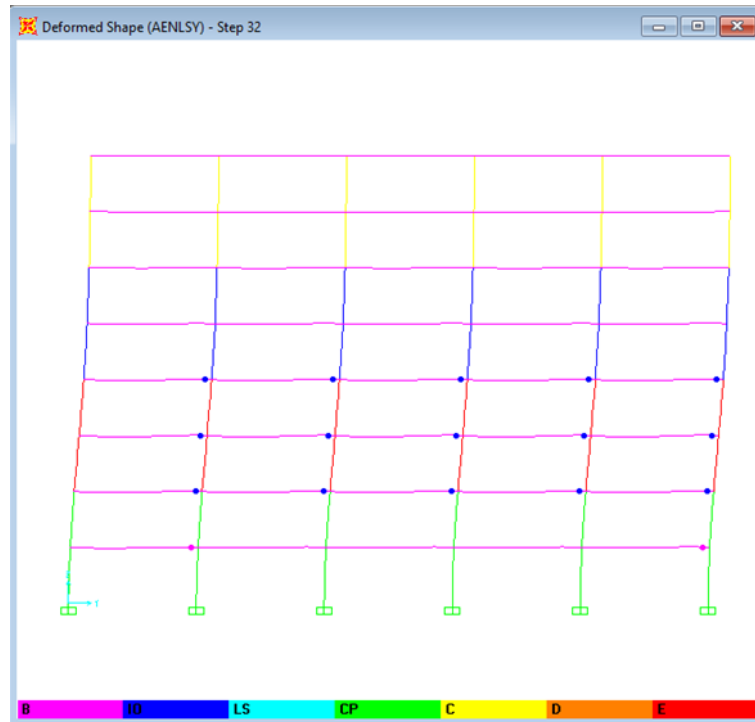
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.12: Rótula Plástica en Etapa 24 (Sistema SCBF Sismo Y).



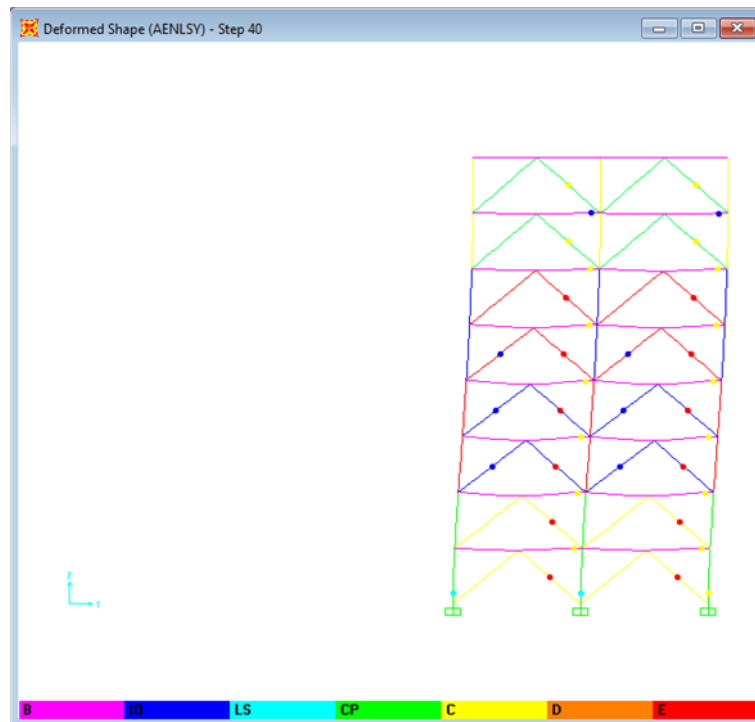
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.13: Rotula Plástica en Etapa 32 (Sistema SCBF Sismo Y).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A14.14: Rótula Plástica en Etapa 40 (Sistema SCBF Sismo Y).

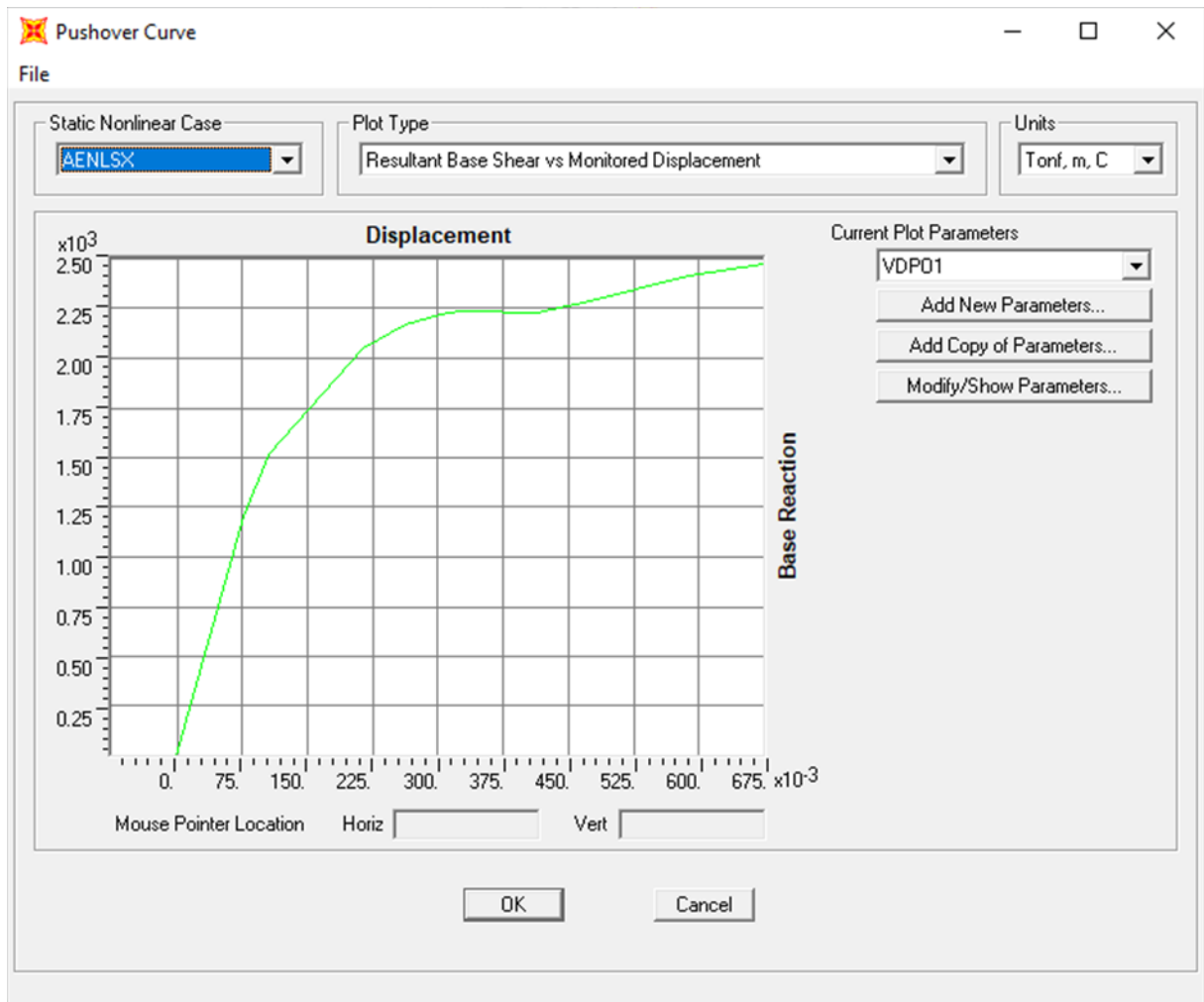


Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANEXO 15

ANÁLISIS NO LINEAL DEL DISEÑO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF) SISMO X.

Gráfico A15.1: Curva Pushover (Sistema EBF Sismo X).



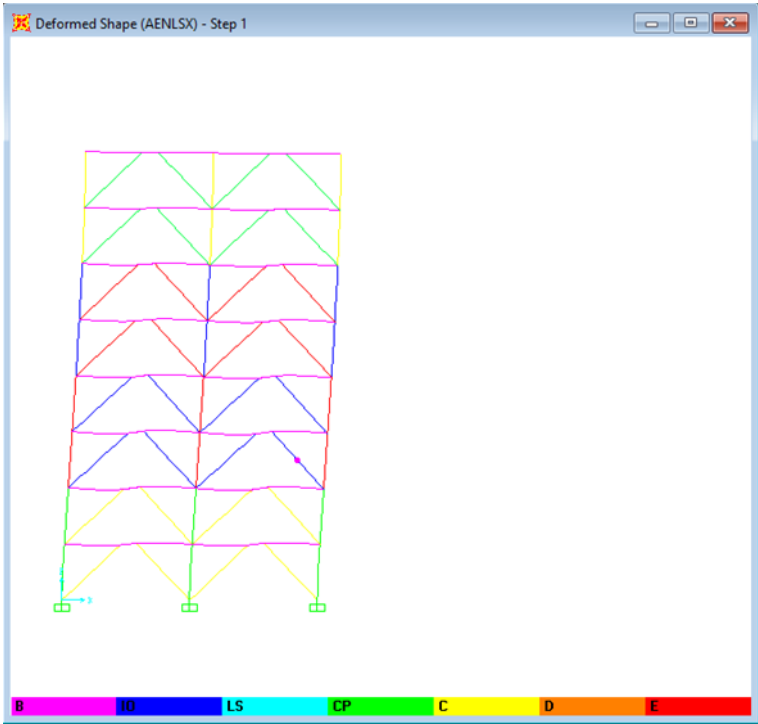
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Tabla A15.1: Resultados de la Curva Pushover (Sistema EBF Sismo X).

Etap	Desplaz	Cortante	A	B	IO	LS	CP	C	D	>E	Total
	m	Basal	a	a	a	a	a	a	a		
		Ton	B	IO	LS	CP	C	D	E		
0	-0.000537	0	1328	0	0	0	0	0	0	0	1328
1	0.075468	1203.466	1327	1	0	0	0	0	0	0	1328
2	0.105078	1516.5621	1300	9	8	0	0	11	0	0	1328
3	0.213861	2046.9575	1270	5	7	0	0	46	0	0	1328
4	0.262416	2170.3824	1243	15	17	5	0	48	0	0	1328
5	0.30376	2222.8947	1215	21	28	8	5	51	0	0	1328
6	0.324942	2236.2073	1201	26	31	9	7	54	0	0	1328
7	0.327824	2237.4106	1200	23	35	9	7	53	1	0	1328
8	0.327824	2237.4106	1200	23	35	9	7	53	0	1	1328
9	0.330577	2238.4345	1198	25	34	10	6	53	1	1	1328
10	0.330577	2238.4345	1198	25	34	10	6	53	0	2	1328
11	0.332663	2239.054	1196	25	36	8	6	55	0	2	1328
12	0.34493	2240.5067	1188	26	42	5	7	57	1	2	1328
13	0.34493	2240.5067	1188	26	42	5	7	57	0	3	1328
14	0.347063	2240.3449	1185	23	48	5	7	55	2	3	1328
15	0.347063	2240.3449	1185	23	48	5	7	55	1	4	1328
16	0.347063	2240.3449	1185	23	48	5	7	55	0	5	1328
17	0.34997	2239.9834	1184	24	48	5	7	54	1	5	1328
18	0.34997	2239.9834	1184	24	48	5	7	54	0	6	1328
19	0.360639	2238.1739	1179	24	52	4	6	56	1	6	1328
20	0.360639	2238.1739	1179	24	52	4	6	56	0	7	1328
21	0.364159	2237.1105	1177	23	55	4	5	55	2	7	1328
22	0.364159	2237.1105	1177	23	55	4	5	55	1	8	1328
23	0.364159	2237.1105	1177	23	55	4	5	55	0	9	1328
24	0.366388	2236.2831	1174	25	56	4	5	53	2	9	1328
25	0.366388	2236.2831	1174	25	56	4	5	53	1	10	1328
26	0.366388	2236.2831	1174	25	56	4	5	53	0	11	1328
27	0.378666	2231.427	1168	27	60	1	5	55	1	11	1328
28	0.378666	2231.427	1168	27	60	1	5	55	0	12	1328
29	0.381981	2230.797	1165	26	63	2	5	54	1	12	1328
30	0.381981	2230.797	1165	26	63	2	5	54	0	13	1328
31	0.385595	2229.8869	1163	25	66	2	5	53	1	13	1328
32	0.385595	2229.8869	1163	25	66	2	5	53	0	14	1328
33	0.39478	2227.1527	1156	25	72	3	3	55	0	14	1328
34	0.398598	2227.3786	1154	26	73	3	3	54	1	14	1328
35	0.398598	2227.3786	1154	26	73	3	3	54	0	15	1328
36	0.402019	2228.0774	1152	28	72	4	3	53	1	15	1328
37	0.402019	2228.0774	1152	28	72	4	3	53	0	16	1328
38	0.407682	2229.0599	1150	27	75	3	4	53	0	16	1328
39	0.41243	2230.6682	1149	25	78	3	1	56	0	16	1328
40	0.430452	2244.3917	1138	26	87	2	3	53	1	18	1328
41	0.475519	2287.4103	1119	20	112	0	2	48	2	25	1328
42	0.475519	2287.4103	1119	20	112	0	2	48	0	27	1328
43	0.588414	2414.3169	1082	10	135	14	5	54	0	28	1328
44	0.675699	2475.2685	1059	17	114	41	2	65	0	30	1328

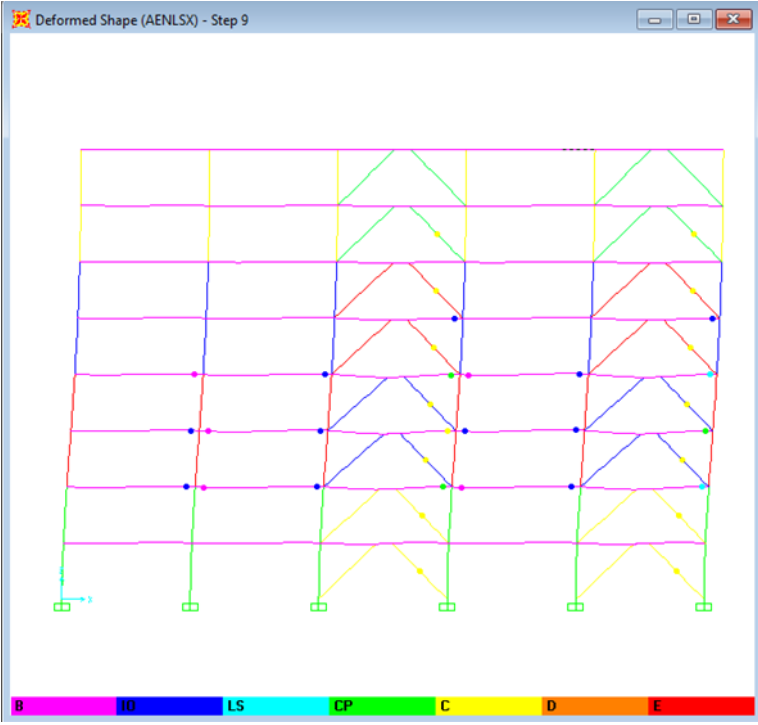
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.2: Rótula Plástica en Etapa 1 (Sistema EBF Sismo X)



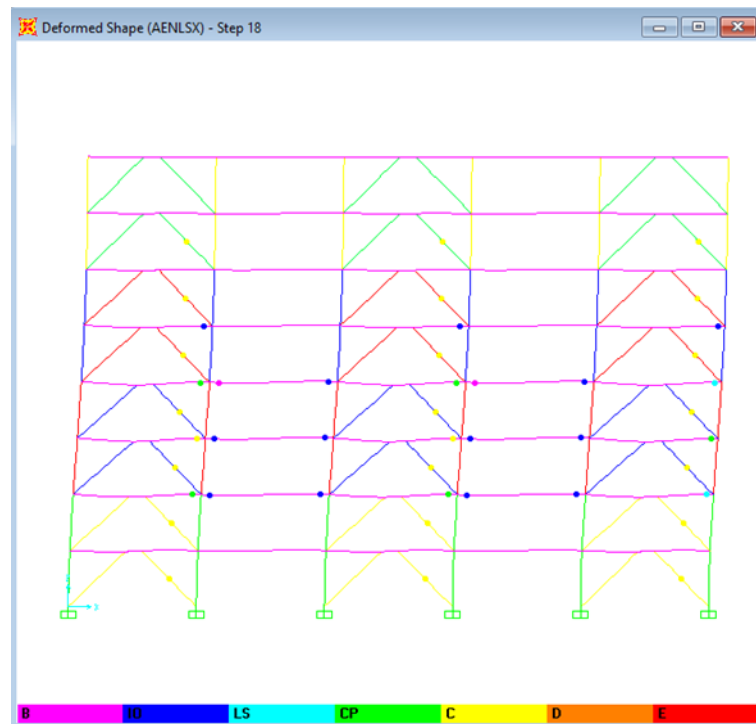
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.3: Rótula Plástica en Etapa 9 (Sistema EBF Sismo X).



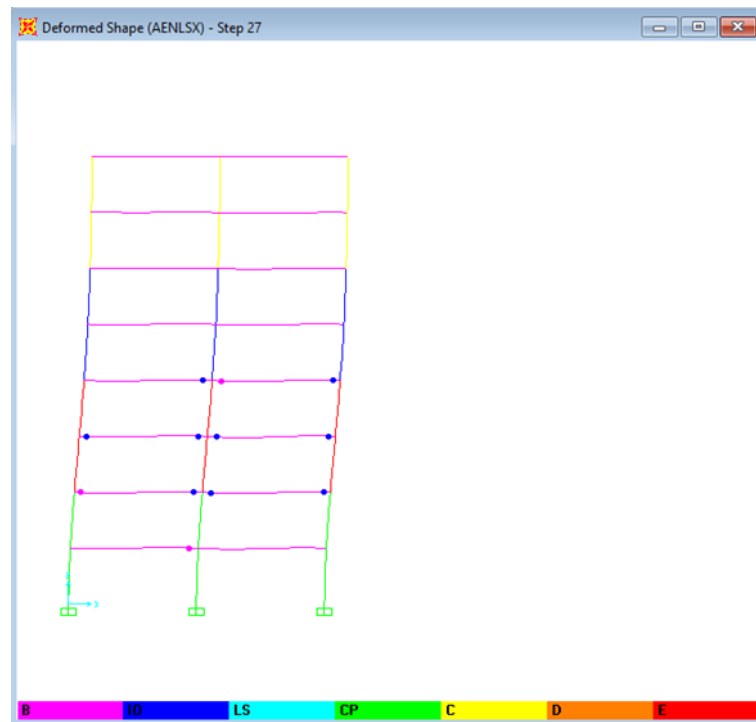
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.4: Rótula Plástica en Etapa 18 (Sistema EBF Sismo X).



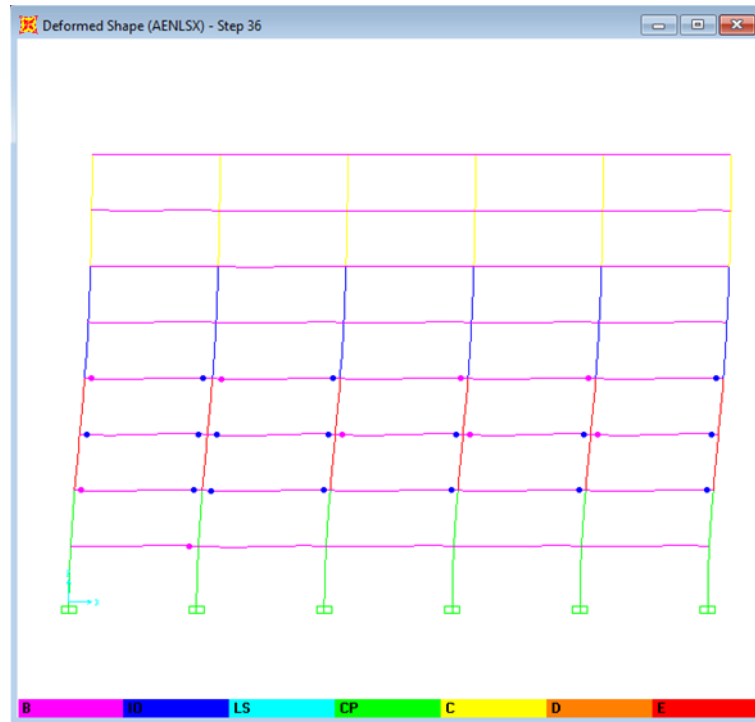
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.5: Rótula Plástica en Etapa 27 (Sistema EBF Sismo X).



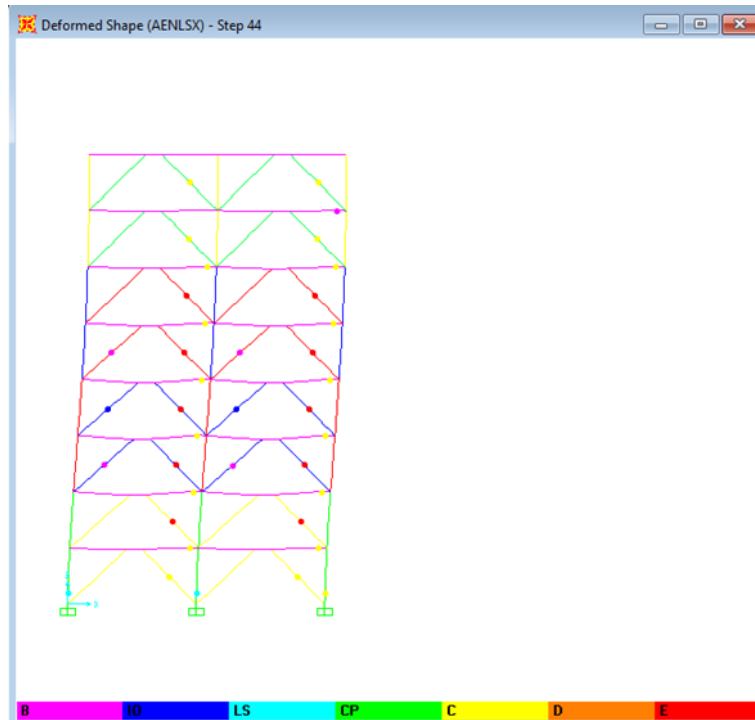
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.6: Rótula Plástica en Etapa 36 (Sistema EBF Sismo X).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

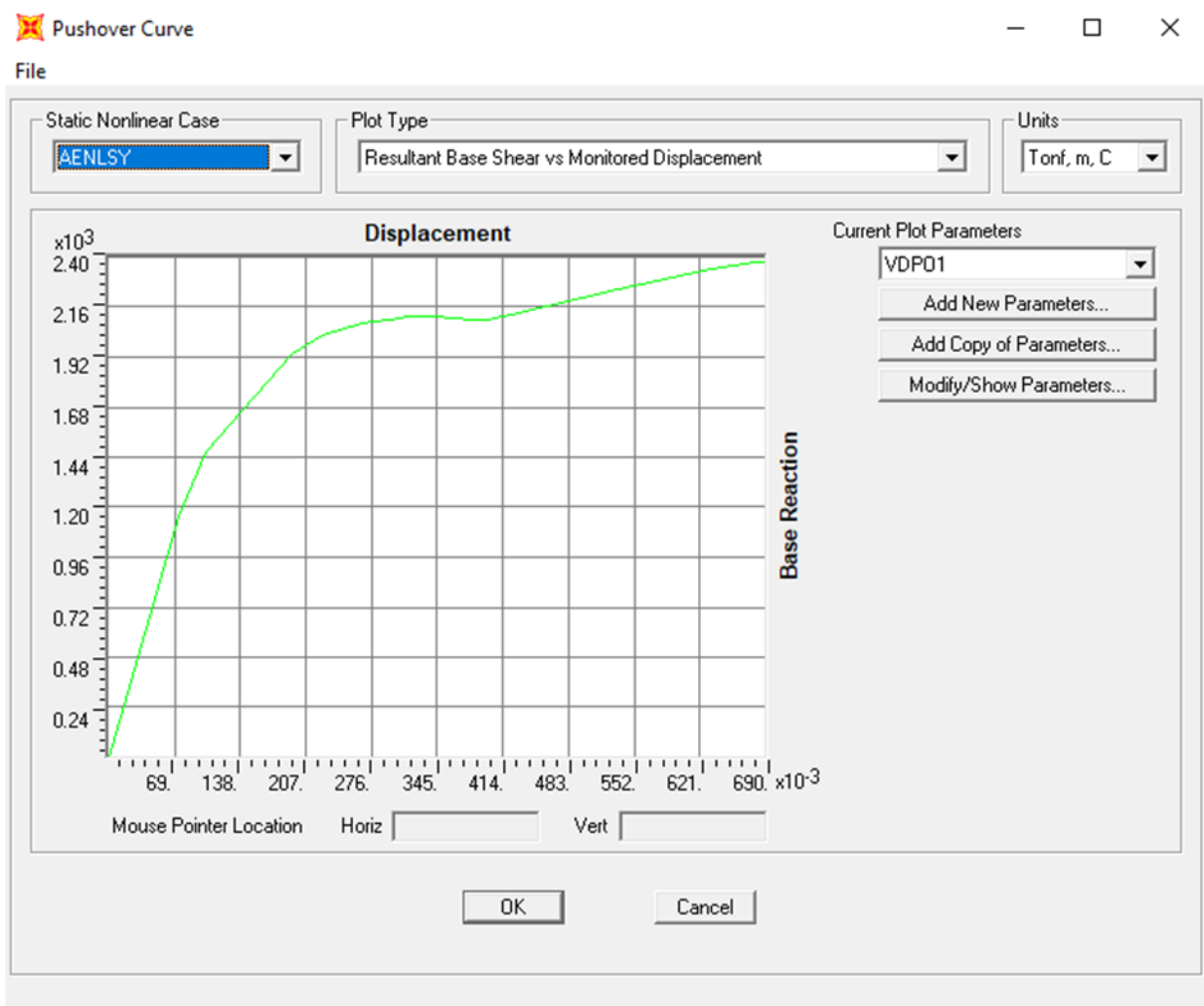
Gráfico A15.7: Rótula Plástica en Etapa 44 (Sistema EBF Sismo X).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

ANÁLISIS NO LINEAL DEL DISEÑO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF) SISMO Y.

Gráfico A15.8: Curva Pushover (Sistema EBF Sismo Y).



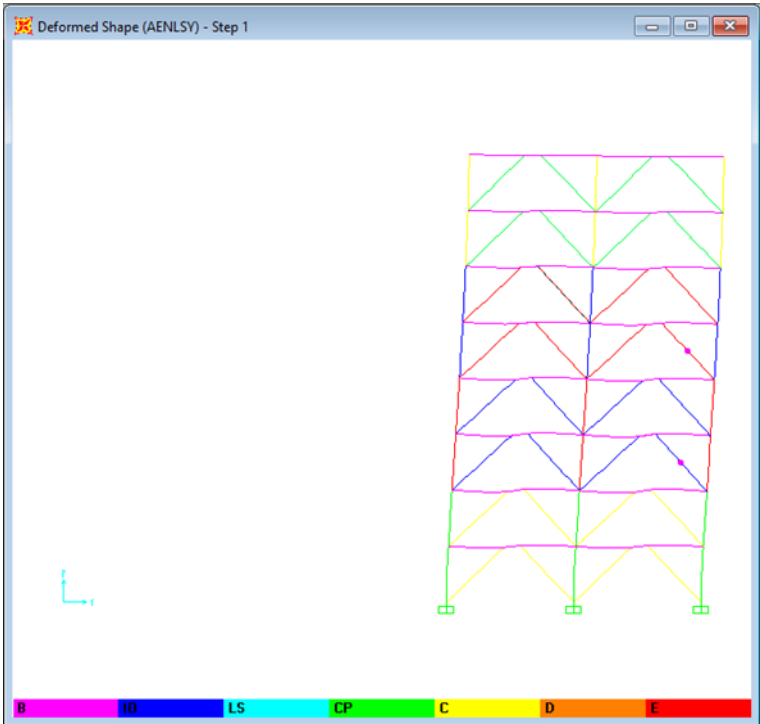
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Tabla A15.2: Resultados de la Curva Pushover (Sistema EBF Sismo Y).

Etapa	Desplazamiento	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	>E	Total
0	0.000696	0	1328	0	0	0	0	0	0	0	1328
1	0.07324	1152.9405	1326	2	0	0	0	0	0	0	1328
2	0.102073	1462.2643	1299	7	12	0	0	10	0	0	1328
3	0.193174	1933.7103	1271	11	2	0	0	44	0	0	1328
4	0.225415	2026.1748	1245	20	18	0	0	45	0	0	1328
5	0.265664	2081.9248	1220	16	34	8	2	48	0	0	1328
6	0.306302	2110.0746	1207	9	44	8	7	53	0	0	1328
7	0.313606	2112.8986	1200	15	44	6	8	55	0	0	1328
8	0.321132	2114.3153	1193	21	42	7	8	56	1	0	1328
9	0.321132	2114.3153	1193	21	42	7	8	56	0	1	1328
10	0.323006	2114.4494	1193	21	42	5	8	57	1	1	1328
11	0.323006	2114.4494	1193	21	42	5	8	57	0	2	1328
12	0.330424	2114.6368	1189	22	45	4	9	57	0	2	1328
13	0.334115	2114.5814	1189	21	46	4	8	58	0	2	1328
14	0.335849	2114.4948	1187	23	46	4	7	58	1	2	1328
15	0.335849	2114.4948	1187	23	46	4	7	58	0	3	1328
16	0.340417	2113.997	1185	23	48	4	7	55	3	3	1328
17	0.340417	2113.997	1185	23	48	4	7	55	1	5	1328
18	0.340417	2113.997	1185	23	48	4	7	55	0	6	1328
19	0.34521	2113.2705	1182	21	53	3	5	58	0	6	1328
20	0.346927	2112.8129	1180	22	54	3	4	58	1	6	1328
21	0.346927	2112.8129	1180	22	54	3	4	58	0	7	1328
22	0.349765	2111.8768	1180	22	54	3	3	58	1	7	1328
23	0.349765	2111.8768	1180	22	54	3	3	58	0	8	1328
24	0.352534	2110.8621	1179	23	53	4	3	57	1	8	1328
25	0.352534	2110.8621	1179	23	53	4	3	57	0	9	1328
26	0.357919	2108.812	1179	21	54	3	3	57	2	9	1328
27	0.357919	2108.812	1179	21	54	3	3	57	0	11	1328
28	0.366626	2104.9109	1173	27	54	2	4	56	1	11	1328
29	0.366626	2104.9109	1173	27	54	2	4	56	0	12	1328
30	0.36926	2103.5221	1173	22	58	3	4	55	1	12	1328
31	0.36926	2103.5221	1173	22	58	3	4	55	0	13	1328
32	0.372447	2102.1726	1171	22	60	3	4	54	1	13	1328
33	0.372447	2102.1726	1171	22	60	3	4	54	0	14	1328
34	0.384878	2098.7956	1169	18	65	4	3	55	0	14	1328
35	0.389323	2098.1609	1168	12	72	4	3	55	0	14	1328
36	0.389948	2098.2638	1168	12	72	4	3	55	0	14	1328
37	0.393233	2099.2974	1168	12	72	3	3	55	1	14	1328
38	0.393233	2099.2974	1168	12	72	3	3	55	0	15	1328
39	0.393964	2099.5105	1168	12	72	3	3	55	0	15	1328
40	0.397774	2101.2535	1167	10	75	2	4	54	1	15	1328
41	0.414327	2113.6864	1159	13	79	2	3	54	2	16	1328
42	0.414327	2113.6864	1159	13	79	2	3	54	0	18	1328
43	0.421705	2121.0695	1155	17	79	1	4	52	2	18	1328
44	0.421705	2121.0695	1155	17	79	1	4	52	0	20	1328
45	0.534353	2249.1456	1110	28	83	28	1	50	0	28	1328
46	0.633648	2343.6641	1082	18	92	39	4	64	0	29	1328
47	0.679398	2371.6217	1077	8	93	50	4	64	2	30	1328
48	0.679398	2371.6217	1077	8	93	50	4	64	0	32	1328
49	0.689484	2377.3899	1072	13	88	49	9	61	2	34	1328

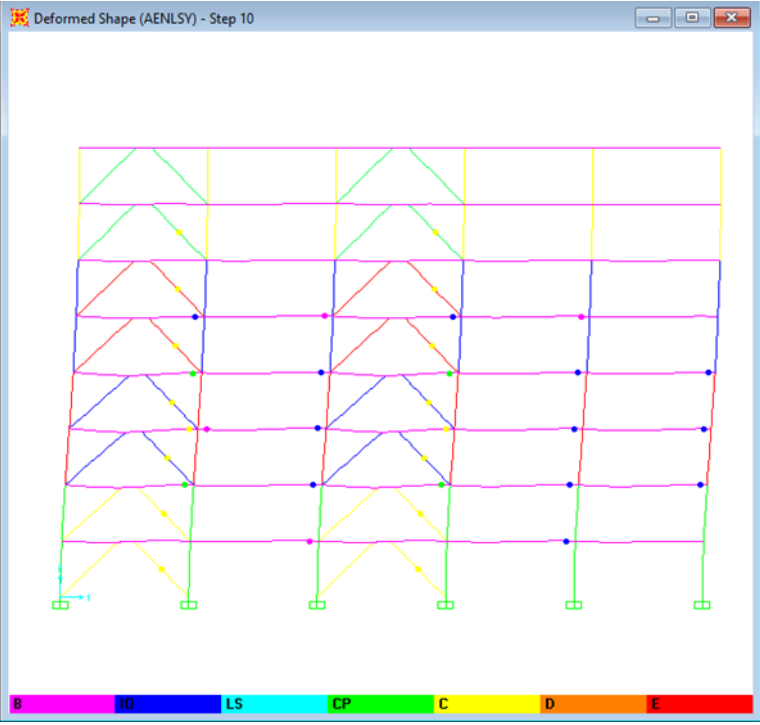
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.9: Rótula Plástica en Etapa 1 (Sistema EBF Sismo Y)



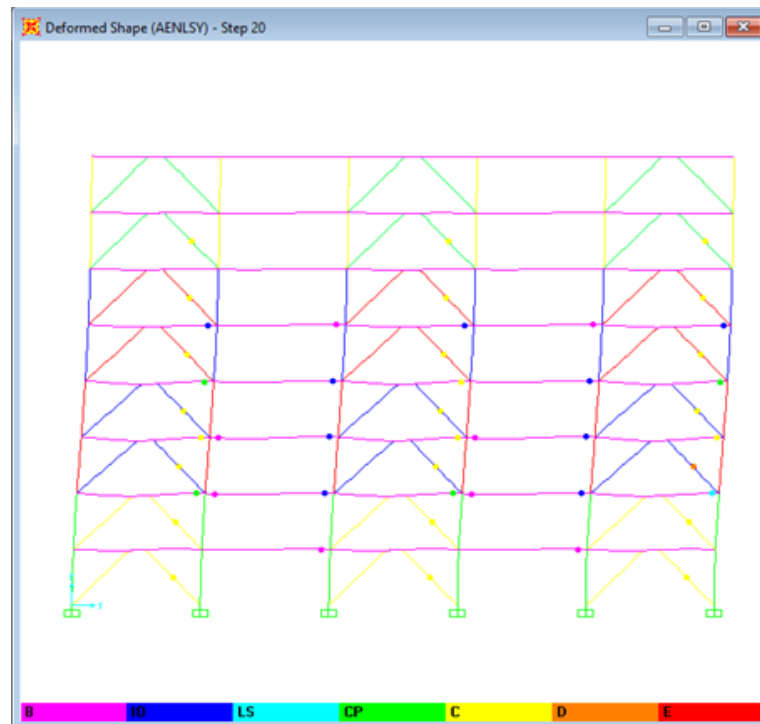
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.10: Rótula Plástica en Etapa 10 (Sistema EBF Sismo Y).



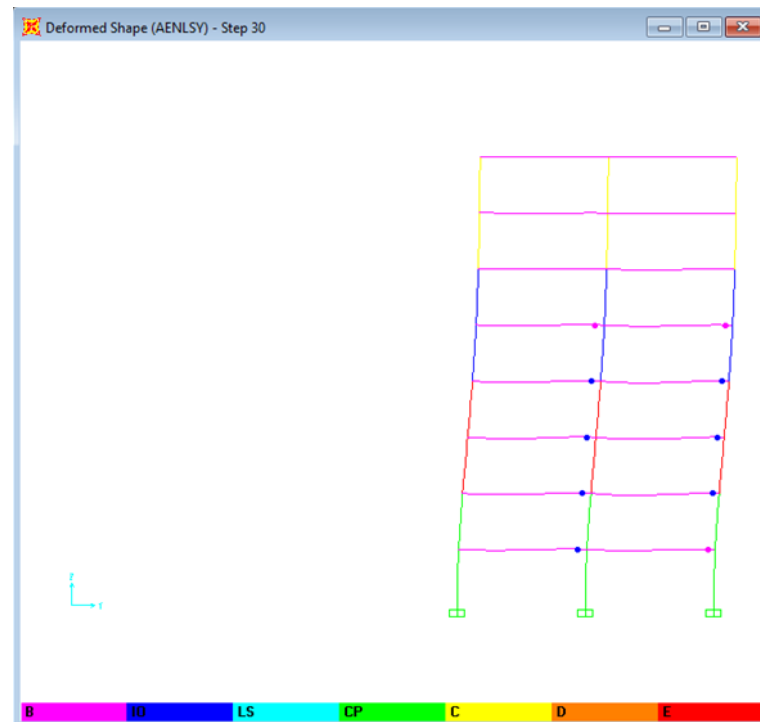
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.11: Rótula Plástica en Etapa 20 (Sistema EBF Sismo Y).



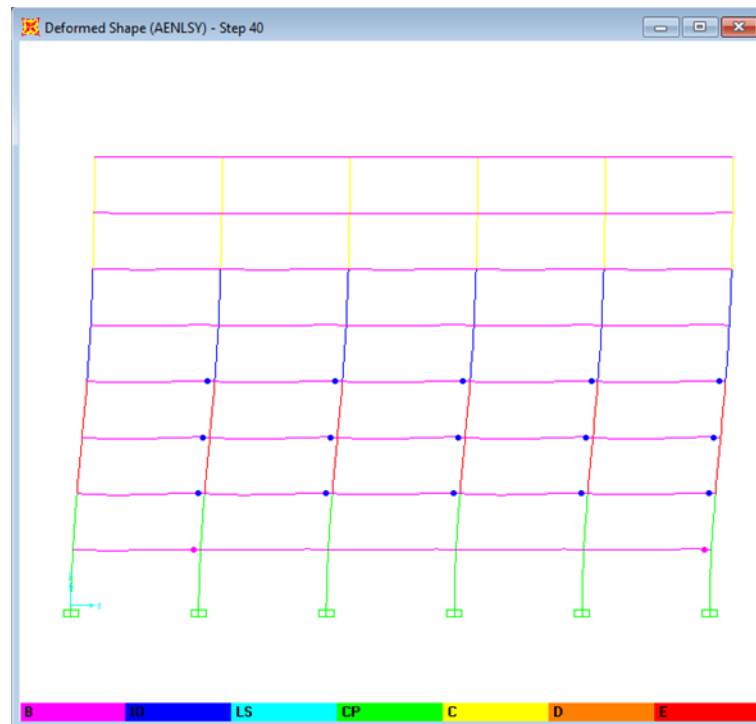
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.12: Rótula Plástica en Etapa 30 (Sistema EBF Sismo Y).



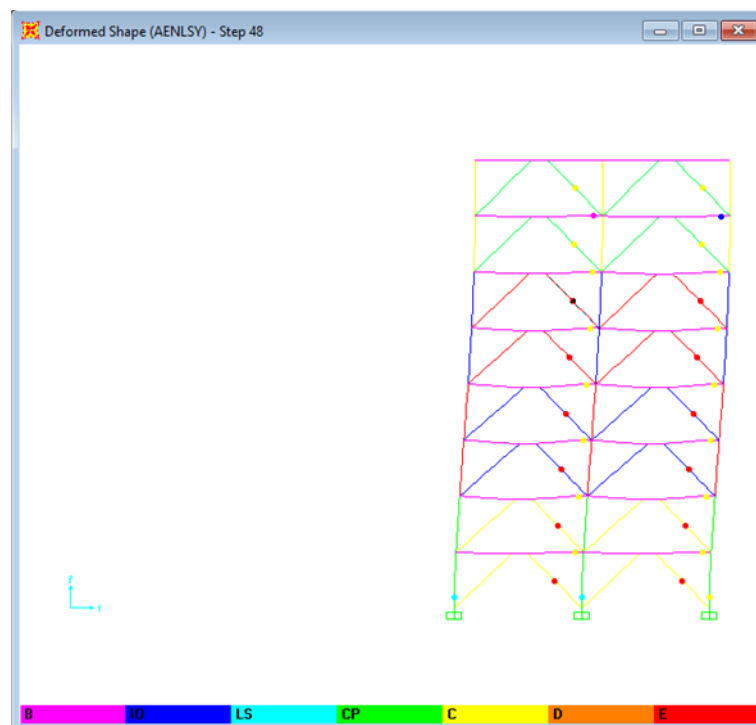
Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.13: Rótula Plástica en Etapa 40 (Sistema EBF Sismo Y).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.

Gráfico A15.14: Rótula Plástica en Etapa 49 (Sistema EBF Sismo Y).



Fuente: Panchana Yagual – Borbor Baque.