



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

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22
DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS
ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES
SCBF”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR:

RAMIREZ MALAVE ELVIS MIGUEL

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2026-1

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a Dios por permitirme cumplir este objetivo a lo largo de estos años.

A mi padre Miguel Ramirez que en el transcurso de la carrera siempre fue mi apoyo moral, económico y la razón por la que cada día de esfuerzo halla valido la pena, a mi madre Lucia Malave que siempre a estado para mi, en cada etapa de mi vida.

A mis hermanos, que son un pilar fundamental en mi vida.

A los futuros ingenieros, que todo es posible mientras estemos encaminados con Dios.

ELVIS RAMIREZ

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres por su apoyo incondicional, por sus consejos, por los valores enseñados que hoy se ven representados en mí, por enseñarme a no claudicar.

A mis hermanos por motivarme a ser cada día mejor.

A los docentes, que han impartido sus conocimientos en el transcurso de estos años.

Al Ing. Raúl Villao quien me a encaminado correctamente durante esta investigación.

ELVIS RAMIREZ

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Trabajo de Integración Curricular denominado **“ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22 DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES SCBF”**, egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR



Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc.

La Libertad, a los 20 días del mes de julio del año 2026

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Ramírez Malave Elvis Miguel

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **"ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22 DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES SCBF"** 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 mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 20 días del mes de julio del año 2026

EL AUTOR



Ramírez Malave Elvis Miguel

AUTORIZACIÓN

Yo, Ramírez Malave Elvis Miguel

Autorizo a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación denominado **“ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22 DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES SCBF”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi/nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 20 días del mes de julio del año 2026

EL AUTOR



Ramírez Malave Elvis Miguel

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado “ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22 DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES SCBF”, elaborado por el estudiante RAMIREZ MALAVE ELVIS MIGUEL, egresado de la carrera de Ingeniería Civil, de la 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, luego de haber cumplido con los requerimientos de valoración, el presente trabajo de titulación, se encuentra con un 5% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el siguiente certificado.

Adjunto del reporte de análisis.

Atentamente,



Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc.

DOCENTE TUTOR

CI: 0924204290

La Libertad, a los 20 días del mes de julio del año 2026

■ 5%
Textos sospechosos

<1%

 N^{th}

Similarities

1

410

2

474

240

Similarities:

3

41%

4

41%

2

450

6



576

2

49%

2

etc.

0

after

22

2

1

22

④

—



CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.

Celular: 0962183538

Correo: bettyruthgomez@educacion.gob.ec

CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero en Civil, denominado **"ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22 DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES SCBF"**, del estudiante: **RAMIREZ MALAVE ELVIS MIGUEL**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber BANDO Pe re acurdo a RAMISTRANREZ MALAVE ELVIS MIGUEL.

En cuanto puedo decir in honor a la verdad de ortografía intereado o hacer usd el presente como estime conveniente.

Santa Elena, 06 de Julio del 2026



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.

CI. 0915036529

LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
Nº DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



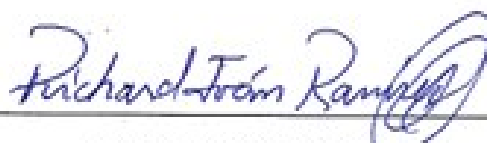
Ing. Lucrécia Moreno Alcívar, PhD.
DIRECTORA DE CARRERA



Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.
DOCENTE TUTOR



Ing. Richard Ramírez, MSc.
DOCENTE GUÍA DE LA UIC

TABLA DE CONTENIDO

INDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.....	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	v
AUTORIZACIÓN	vi
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	vii
REPORTE DE ANÁLISIS (ANTIPLAGIO).....	viii
CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA.....	ix
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	x
TABLA DE CONTENIDO.....	xi
LISTA DE FIGURAS.....	xviii
LISTA DE TABLAS.....	xx
LISTA DE ECUACIONES	xxiv
RESUMEN.....	xxvi
ABSTRACT.....	1
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2 ANTEDECENTES	4
1.3 HIPÓTESIS.....	5
1.3.1 Hipótesis General.	5
1.3.2 Hipótesis Específicas.	6
1.4 OBJETIVOS	6
1.4.1 Objetivo General	6
1.4.2 Objetivos Específicos.....	6

1.5	ALCANCE	7
1.6	VARIABLES	8
1.6.1	Variables Dependientes.....	8
1.6.2	Variables Independientes.....	8
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO		9
2.1	MARCO TEÓRICO	9
2.2	CONCEPTOS BÁSICOS.....	9
2.2.1	Estructura.....	9
2.2.2	Estructura metálica.....	9
2.2.3	Estructuras especiales y esenciales	10
2.2.4	Pórtico especial sismorresistente	10
2.2.5	Pórtico especial sismo resistente con diagonales rigidizadoras.	11
2.2.6	Respuesta elástica.....	11
2.2.7	Rigidez	11
2.2.8	Rigidez lateral de piso	11
2.2.9	Rigidez efectiva.....	12
2.2.10	Sismo de diseño.....	12
2.2.11	Sistemas de control de respuesta sísmica.....	12
2.2.12	Sobre resistencia	12
2.2.13	Deriva de piso	13
2.2.14	Diagonales concéntricas	13
2.2.15	Diagonales excéntricas	13
2.3	SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO	14
2.4	TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTO.....	14
2.4.1	Arriostramiento concéntrico.....	14
2.4.2	Mecanismo de disipación de energía de Pórticos Arriostrados Concéntricamente.	15

2.4.3	Arriostramiento excéntrico.....	18
2.4.4	Mecanismo de disipación de energía Pórticos Arriostrados Excéntricamente. 20	
2.5	Diagonales rigidizadoras.....	21
2.5.1	Tipos de Diagonales.....	21
2.5.2	Condiciones de conexión de las diagonales.....	22
2.6	PELIGROSIDAD SÍSMICA	25
2.6.1	Generalidades.....	25
2.6.2	Conceptos generales.	25
CAPÍTULO III: METODOLOGIA.....		27
3.1.	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN	27
3.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	27
3.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	27
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA	28
3.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN 28	
3.6.	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS.....	28
3.7.	DELIMITACIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO.....	29
3.8.	CONSIDERACIONES ÉTICAS	29
3.9.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA EDIFICACIÓN	29
3.10.	DISEÑO DE CARGA VIVA Y CARGA MUERTA.....	30
3.11.	DATOS DE LA LOSA DECK.....	31
3.12.	METODOLOGÍA PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 1 (O.E1): Elaborar el primer modelo estructural del bloque de aulas bajo la alternativa de Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF), a través del software ETABS, para obtener las derivas y torsiones del mismo.....	32
3.13.	METODOLOGÍA PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 2 (O.E2): Elaborar el segundo modelo estructural del bloque de aulas modificado con la alternativa de Pórticos Excéntricos (EBF), mediante el cambio de la configuración geométrica del	

sistema en el software ETABS bajo las mismas condiciones de diseño, para evaluar su comportamiento por derivas y torsiones.....	33
3.14. METODOLOGÍA PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 3 (O.E3): Comparar los resultados estructurales y cuantitativos de ambas alternativas planteadas, mediante el cumplimiento de derivas, torciones, peso de la estructura y cortante basal.	34
3.15. ESPECIFICACIONES DE LA NORMA AMERICANA ASCE 7-22.	35
3.15.1. Categorización del riesgo, clasificación de edificios y otras estructuras. .	35
3.15.2. Combinaciones de cargas para los sistemas de Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF). 36	36
3.15.3. Cargas muertas.....	37
3.15.4. Cargas vivas.....	37
3.15.5. Propiedades de los Elementos: Clasificación de las secciones según pandeo local. 37	37
3.15.6. Propiedades de los Elementos: Clasificación de las secciones según pandeo local. 38	38
3.15.7. LIMITE LB	39
3.15.8. Elementos compactos de sección I de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.	40
3.15.9. Límite del Ala y Alma	41
3.15.10. DISEÑO DE COLUMNA Y DIAGONALES	42
3.15.11. Fundamentos de Peligro Sísmico de Ecuador norma (NEC-SE-DS)....	43
3.15.12. Zonificación sísmica (Z).	44
3.15.13. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	44
3.15.14. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.....	45
3.15.15. Cortante basal de diseño (V)	46
3.15.16. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	47
3.15.17. Determinación del período de vibración T.	47

3.15.18.	Factor de reducción de fuerza sísmica R	48
3.15.19.	Carga sísmica reactiva W	49
3.15.20.	Coeficiente de regularidad en planta ϕ_p y elevación ϕ_e	49
3.15.21.	Coeficiente de regularidad en planta Φ_P	49
3.15.22.	Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E	49
3.15.23.	Distribución de fuerzas verticales sísmicas laterales	50
3.15.24.	Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales	50
3.15.25.	Distribución horizontal de fuerzas	50
3.15.26.	Control de la deriva de piso (Derivas inelásticas máximas de piso ΔM)	51
3.15.27.	Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i	51
3.15.28.	Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) según norma AISC 341-22	52
3.15.29.	Requerimientos especiales para arriostramientos en V y V invertida	52
3.15.30.	Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados excéntricamente (EBF)	53
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		56
4.1	UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO	56
4.2	DISEÑO ARQUITECTÓNICO	57
4.3	Perfil de Sitio	59
4.4	ESPECTRO DE ACELERACIÓN MÁXIMA	61
4.5	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA R	62
4.5.1	Sistema de Pórticos Arriostrados Concéntricos Especiales (SCBF)	62
4.5.2	B. Sistema de Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF)	63
4.6	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE O.E1: Elaborar el primer modelo estructural del bloque de aulas bajo la alternativa de Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF), a través del software ETABS, para obtener las derivas y torsiones del mismo.	
		64
4.6.1	CORTANTE BASAL EBBF	66

4.7	DERIVAS Y TORSIONES	68
4.8	ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P-Δ.	73
4.8.1	Predimensionamiento de secciones para sistema ebf	73
4.8.2	Diseño de vigas	74
4.9	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS SISTEMA SCBF	80
4.9.1	Diseño columnas borde piso 3 eje 3B sistema SCBF	80
4.9.2	Momento Resistente de Diseño	82
4.9.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE DIAGONALES SISTEMA SCBF	82
4.10	ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E2: Elaborar el segundo modelo estructural del bloque de aulas modificado con la alternativa de Pórticos Excéntricos (EBF), mediante el cambio de la configuración geométrica del sistema en el software ETABS bajo las mismas condiciones de diseño, para evaluar su comportamiento por derivas y torsiones.	83
4.10.1	Sistema de Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF)	84
4.10.2	Cortante basal EBF	84
4.11	DERIVAS Y TORSIONES	87
4.11.1	Análisis de los efectos de segundo orden P- Δ	91
4.11.2	Predimensionamiento de secciones para sistema EBF	91
4.11.3	Diseño de vigas.....	92
4.11.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS SISTEMA EBF	99
4.11.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE DIAGONALES SISTEMA EBF	101
4.12	ANÁLISIS DE RESULTAD O.E3: Comparar los resultados estructurales y cuantitativos de ambas alternativas planteadas, mediante el cumplimiento de derivas, torciones, peso de la estructura y cortante basal.	102
4.12.1	Diagonales configuración geométrica.	102
4.12.2	Factor (R) coeficiente de reducción de respuesta	104
4.12.3	Fuerza de cortante basal	104
4.12.4	Derivas y torciones	105

4.13	ANÁLISIS DE RESULTADOS	114
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		117
5.1	CONCLUSIONES.....	117
5.2	RECOMENDACIONES	119
CAPITULO VI: BIBLIOGRAFIA		120

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Marco arriostrado y marco no arriostrado.	14
Figura 2 Tipos comunes de PEAC.	15
Figura 3 Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales concéntricas.	16
Figura 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.....	17
Figura 5 Distribución de Arriostramientos en Pórticos.	17
Figura 6 Arriostramiento excéntrico EBF.....	19
Figura 7 Comportamiento inelástico.	20
Figura 8 Rotación plástica del eslabón Yp.....	23
Figura 9 Representación bilineal de la capacidad espectro (FEMA 440).....	23
Figura 10 Plano visto en planta de la edificación	29
Figura 11 Corte losa deck.....	31
Figura 12 Pandeo Local.....	38
Figura 13 Pandeo lateral-torsional	38
Figura 14 Limite LB.....	40
Figura 15 Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor de zona.	43
Figura 16 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	45
Figura 17 Diagrama de cuerpo libre del enlace.....	53
Figura 18 Secciones usuales para el enlace: (a) sección I y b) sección cajón, ambas con rigidizadores verticales.....	54
Figura 19 Mapa de la Provincia de Santa Elena.	56
Figura 20 Modelo arquitectónico de pisos para edificio de servicios académicos.	57
Figura 21 Modelo arquitectónico en planta con vigas secundaria.....	58
Figura 22 Caso de estudio: Modelado de pórticos arriostrados excéntrico EBF.	58
Figura 23 Caso de estudio: Modelado de pórticos arriostrados concéntricos SCBF.	59
Figura 24 Espectro de diseño	62
Figura 25 Elevación del pórtico crítico con arriostramiento dirección X(SCBF	65
Figura 26 Elevación del pórtico crítico con arriostramiento dirección Y (SCBF).	65
Figura 27 Extraída del etabs SCBF.	76
Figura 28 Extraída del etabs SCBF EDITAR.	79
Figura 29 Extraída del etabs.	82
Figura 30 Extraída del etabs SCBF.	83

Figura 31 Elevación del pórtico crítico con arriostramiento excéntrico.	84
Figura 32 Configuración tipo de sistema ETABS.	92
Figura 33 Datos memoria cálculo del ETABS.	93
Figura 34 Extraída del ETABS.	96
Figura 35 Extraída del etabs.	101
Figura 36 Extraída del etabs.	102
Figura 37	103
Figura 38.....	103
Figura 39 Sistema SCBF: Demanda-Capacidad en direccion X.....	115
Figura 40 Sistema SCBF: Demanda-Capacidad en direccion Y.....	116
Figura 41 Sistema EBF: Demanda-Capacidad en direccion X.....	116
Figura 42 Sistema EBF: Demanda-Capacidad en direccion Y	116

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Tipo de diagonal.....	21
Tabla 2 Ventajas y desventajas de cada sistema constructivo.	24
Tabla 3 Cargas vivas y muertas piso 1 al 3.....	30
Tabla 4 Cargas vivas y muertas piso 4.....	30
Tabla 5 Medias de la sección losa.....	31
Tabla 6 Cálculo del área de concreto de losa DECK.....	31
Tabla 7 Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo. Fuente: Tabla 1.5.1 del ASCE/SEI 7-22	35
Tabla 8 Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras -estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos. Fuente: 1.5.2 del ASCE/SEI 7-17	36
Tabla 9 Combinaciones de carga de la estructura.	36
Tabla 10 Diseño de viga. ALA del elemento	38
Tabla 11 Diseño de viga-alma del elemento.....	39
Tabla 12 Diseño de columna ALMA del elemento	39
Tabla 13 Diseño de diagonales. ALMA del elemento	39
Tabla 14 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto F_a, Suelo A y C.	44
Tabla 15 Comportamiento no lineal del suelo F_s, Suelo A y C.....	44
Tabla 16 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	47
Tabla 17 Coeficiente C_t y α. (NEC – SE – DS, 2015).....	48
Tabla 18 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	49
Tabla 19 Coeficiente K.....	50
Tabla 20 Valores de ΔM máximo permisible, expresados como fracción de la altura de piso	51
Tabla 21 Dimensiones en ejes X e Y de la edificación.	57
Tabla 22 Datos clave para configurar el espectro sísmico de diseño según la NEC 2015 (NEC-SE-DS).....	60
Tabla 23 Coeficientes espectrales para el suelo de diseño.....	60
Tabla 24. F_a: Coeficiente de amplificación de suelo.....	60
Tabla 25. F_d: factor de ampliación del suelo.....	61
Tabla 26. F_s: Comportamiento no lineal de los suelos.	61
Tabla 27. η: Relación de amplificación espectral según la región del Ecuador	61

Tabla 28 Espectro de aceleración máxima	61
Tabla 29 Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-22	63
Tabla 30 Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-22	64
Tabla 31. Factores y coeficientes estructurales para el edificio de estudio.....	66
Tabla 32: Peso total de la estructura con los diagonales concéntricos SCBF.....	66
Tabla 33 Peso sísmico para diseño.	67
Tabla 34 Periodo de vibración modal.	67
Tabla 35. Cortante basal sistema SCBF dirección X y Y.....	68
Tabla 36 Derivas del edificio sistema SCBF dirección X.	69
Tabla 37 Derivas del edificio sistema SCBF dirección Y.	70
Tabla 38 Torsiones del edificio con sistema SCBF dirección X	71
Tabla 39 Torsiones del edificio con sistema SCBF dirección Y	72
Tabla 40 Chequeo de efectos P- Δ Sismo X sistema SCBF.....	73
Tabla 41 Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y sistema SCBF.....	73
Tabla 42 datos para cálculos de vigas SCBF.	74
Tabla 43 Propiedades de sección de una viga perfil I SCBF.....	75
Tabla 44 Limite del alma y patín del perfil I SCBF.	75
Tabla 45 Resumen longitud de trabajo de la viga (Lb) SCBF.	76
Tabla 46 Configuración tipo de sistema ETABS.....	77
Tabla 47 Datos para cálculos de vigas SCBF.....	77
Tabla 48 Propiedades de sección de una viga perfil I SCBF.....	78
Tabla 49 Limite del alma y patín del perfil I SCBF.	78
Tabla 50 Resumen longitud de trabajo de la viga (Lb) SCBF.	79
Tabla 51 Cortante último en conexión empotrado SCBF.	80
Tabla 52 Resistencia a cortante de diseño del elemento.....	80
Tabla 53 Materiales de diseño.....	80
Tabla 54 Datos de columna.	81
Tabla 55 Datos calculados de la sección cuadrada utilizada SCBF.....	81
Tabla 56 Diseño por pandeo local.	81
Tabla 57 Diseño por esbeltes.	82
Tabla 58 Datos para calculo el elemento diagonal.	82
Tabla 59 Calculo parámetros del perfil diagonal SCBF.	83
Tabla 60. Factores y coeficientes estructurales para el edificio de estudio.....	85
Tabla 61 Peso total de la estructura con los diagonales excéntricos EBF.....	85

Tabla 62 Peso sísmico para diseño.	86
Tabla 63 Periodo de vibración modal.	86
Tabla 64. Cortante basal sistema EBF dirección X y Y.	87
Tabla 65 Derivas del edificio sistema EBF dirección X.....	88
Tabla 66 Derivas del edificio sistema EBF dirección Y.....	89
Tabla 67 Torsiones del edificio con sistema EBF dirección X.	90
Tabla 68 Torsiones del edificio con sistema EBF dirección Y.	90
Tabla 69 Chequeo de efectos P- Δ Sismo X sistema EBF.	91
Tabla 70 Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y sistema EBF.	91
Tabla 71 Momentos y cortantes máximos sin excentricidad obtenido del ETABS.	93
Tabla 72 Datos para cálculos de vigas.	93
Tabla 73 Propiedades de sección de una viga perfil I.....	94
Tabla 74 Limite del alma y patín del perfil I.	95
Tabla 75 Resumen longitud de trabajo de la viga (Lb).	96
Tabla 76 Cortante último en conexión empotrado.	97
Tabla 77 Resistencia a cortante de diseño del elemento.	97
Tabla 78 Datos usar.	97
Tabla 79 Método diafragma rígido.	98
Tabla 80 Longitud de excentricidad de diseño.	98
Tabla 81 Angulo de rotación del LINK.	99
Tabla 82 Materiales de diseño.	99
Tabla 83 Datos de columna.	99
Tabla 84 Datos calculados de la sección cuadrada utilizada.	100
Tabla 85 Diseño por pandeo local.	100
Tabla 86 Diseño por esbeltes.	100
Tabla 87 Datos para calculo el elemento diagonal.	101
Tabla 88 Calculo parámetros del perfil diagonal.	102
Tabla 89 Comparación sistema SCBF Y EBF.	104
Tabla 90 Comparación pesos SCBF Y EBF.	104
Tabla 91 Comparación periodo y fuerza lateral SCBF Y EBF.	105
Tabla 92 Comparación derivas dirección Y, SCBF y EBF.	106
Tabla 93 Comparación derivas dirección X, SCBF Y EBF.	107
Tabla 94 Comparación torsión dirección Y, SCBF y EBF.	108
Tabla 95 Comparación torsión dirección X, SCBF y EBF.	109

Tabla 96 Perfiles de las vigas modelado en sistema SCBF.....	110
Tabla 97 Perfiles de las vigas modelado en sistema EBF.	111
Tabla 98 Perfiles de las columnas modelado en sistema SCBF.....	112
Tabla 99 Perfiles de las columnas modelado en sistema EBF.	113
Tabla 100 Perfiles de las diagonales modelado en sistema SCBF.	113
Tabla 101 Perfiles de las diagonales modelado en sistema EBF.	114
Tabla 102 Porcentaje de cual sistema logra mayor reducción en derivas	114
Tabla 103 Comparativa del porcentaje de reducción en efectos torsionales por sistema estructural.....	115

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 3. 1.....	40
Ecuación 3. 2.....	40
Ecuación 3. 3.....	40
Ecuación 3. 4.....	40
Ecuación 3. 5.....	41
Ecuación 3. 6.....	41
Ecuación 3. 7.....	45
Ecuación 3. 8.....	45
Ecuación 3. 9.....	46
Ecuación 3. 10.....	46
Ecuación 3. 11.....	46
Ecuación 3. 12.....	46
Ecuación 3. 13.....	48
Ecuación 3. 14.....	50
Ecuación 3. 15.....	50
Ecuación 3. 16.....	51
Ecuación 3. 17.....	51
Ecuación 3. 18.....	51
Ecuación 3. 19.....	52
Ecuación 3. 20.....	53
Ecuación 3. 21.....	54
Ecuación 3. 22.....	54
Ecuación 3. 23.....	54
Ecuación 3. 24.....	54
Ecuación 4.1.....	76
Ecuación 4.2.....	79
Ecuación 4.3.....	79
Ecuación 4.4.....	80
Ecuación 4.5.....	82
Ecuación 4.6.....	83
Ecuación 4.7.....	96

Ecuación 4.8.....	96
Ecuación 4.9.....	97
Ecuación 4.10.....	98
Ecuación 4.11.....	98
Ecuación 4.12.....	99
Ecuación 4.13.....	100
Ecuación 4.14.....	101
Ecuación 4.15.....	102

“ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE SEGÚN AISC 341-22 DEL BLOQUE DOCENTE UPSE EVALUANDO PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS EBF Y CONCÉNTRICOS ESPECIALES SCBF”

Autor: Ramirez Malave Elvis Miguel.

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

RESUMEN

Algunas estructuras de hormigón armado en varias ciudades de la costa Ecuatoriana durante el sismo del 16 de abril de 2016 tuvieron un pésimo comportamiento estructural teniendo algunos colapsos, pérdidas humanas y daños considerables, esta investigación permite analizar el desempeño sismorresistente bajo código AISC 341- 22 del bloque de aulas docentes de la UPSE, mediante el diseño de pórticos arriostrados concéntrico de alta rigidez lateral (SCBF) y el diseño EBF de capacidad superior de disipación de energía inelástica mediante vigas eslabón (link).

A partir de los planos arquitectónicos y bajo los parámetros de la norma NEC-SE-DS y las disposiciones del código AISC 341-22, se elaboraron y analizaron dos modelos computacionales independientes utilizando el software ETABS. El primer modelo evaluó la configuración SCBF, obteniendo un peso estructural de 680 ton, un periodo fundamental de 0.40 s y un cortante basal de 180 ton ($R=6$). El segundo modelo incorporó la alternativa EBF con eslabones (links) diseñados como fusibles sísmicos, registrando un peso de 739 ton, un periodo de 0.44 s y un cortante basal de 146 ton ($R=8$). Los resultados demuestran que ambos sistemas controlan eficientemente las derivas de piso y las torsiones. Sin embargo, el sistema SCBF demostró ser una alternativa más ligera y económicamente más eficiente, al presentar un ahorro de 59 ton de acero y una mayor facilidad en el diseño de sus conexiones y miembros estructurales. Por su parte, el sistema EBF, aunque proporciona una alta ductilidad mediante la fluencia controlada de los eslabones genera solicitaciones de fuerzas internas considerablemente mayores que complican el dimensionamiento de vigas y columnas adyacentes.

Palabras clave: Pórticos concéntricos especiales, pórticos excéntricos, sismorresistencia, ETABS, acero estructural, norma AISC 341-22

Authors: Ramirez Malave Elvis Miguel.

Tutor: Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MS.c.

ABSTRACT

Due to the poor structural behavior, collapses, and considerable human and material losses in several reinforced concrete structures across the Ecuadorian coast during the April 16, 2016 earthquake, this research evaluates the seismic performance under the AISC 341-22 code of a classroom building block at UPSE. This is achieved through the design of concentrically braced frames (SCBF) with high lateral stiffness for displacement control, alongside eccentrically braced frames (EBF) featuring a superior inelastic energy dissipation capacity via link beams. Based on architectural plans and complying with the NEC-SE-DS building code and AISC 341-22 provisions, two independent computational models were developed and analyzed using ETABS software. The first model evaluated the SCBF configuration, yielding a structural weight of 680 tons, a fundamental period of 0.40 s, and a base shear of 180 tons ($R=6$). The second model incorporated the EBF alternative featuring link elements designed as seismic fuses, registering a weight of 739 tons, a period of 0.44 s, and a base shear of 146 tons ($R=8$). The results show that both systems efficiently control story drifts and torsions within regulatory limits. Nevertheless, the SCBF system proved to be a lighter and more cost-effective alternative, achieving a savings of 59 tons of steel and easier member and connection detailing. On the other hand, although the EBF system provides high ductility through the controlled yielding of the links, it induces significantly higher internal force demands that complicate the design of adjacent beams and columns.

KEYWORDS: Special concentrically braced frames, eccentrically braced frames, seismic resistance, ETABS, structural steel, AISC 341-22 standard.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Cuando se inició el desarrollo de esta investigación, se evidenció que el diseño de estructuras en zonas sísmicas como la Península de Santa Elena no constituye únicamente un cálculo técnico, sino una responsabilidad significativa, especialmente al tratarse del bloque de aulas docentes de la UPSE. Considerando una edificación destinada a albergar a docentes y estudiantes en una región donde la ocurrencia de sismos representa una amenaza real y constante, se optó por enfocar el estudio en la comparación de dos sistemas de pórticos de acero bajo los lineamientos del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022): los pórticos arriostrados excéntricos o EBF, y los pórticos arriostrados concéntricos especiales o SCBF. No se trata solo de hacer números, sino de entender cuál de estos sistemas realmente protege mejor a la gente que usa ese espacio todos los días.

A partir de la revisión de planos de la UPSE y de las consultas realizadas con docentes de la facultad, se determina la necesidad de implementar una solución estructural ligera y de alta resistencia, capaz de disipar la energía sísmica sin colapsar. Los sistemas SCBF se destacan por su configuración de riostras que se conectan directamente en vigas y columnas, lo que confiere una rigidez considerable para el control de los desplazamientos laterales. Sin embargo, se identificó una problemática crítica durante el análisis: al someterse a compresión, las riostras experimentan pandeo, lo que provoca una pérdida acelerada de rigidez y capacidad en el sistema. Aunque el código AISC 341-22 establece normativas estrictas al respecto, tales como límites de esbeltez, surge la interrogante sobre si estas disposiciones son suficientes para un edificio de aulas de múltiples plantas y con alta carga gravitacional en losas.

Ahora, cuando se descubrieron los EBF, cambió toda la perspectiva. Estos sistemas son geniales porque tienen una excentricidad a propósito, creando ese pedazo que llaman "link" o eslabón. Ese eslabón es como el héroe de la película: se deforma él solo, por corte o flexión, y se lleva toda la energía sísmica sin que las columnas o las otras riostras sufran.

Es como si el edificio tuviera un seguro contra el desastre. Según lo que se ha estado estudiando del AISC 341-22, los EBF están pensados para alta ductilidad, lo que significa que pueden doblarse mucho antes de romperse, algo clave en Ecuador donde se sigue la NEC para calcular las fuerzas del sismo, pero se necesita más detalle en cómo se comporta la estructura cuando ya no es elástica.

Y lo que más motiva de esta comparación es aplicarla directamente al bloque de aulas porque no es cualquier construcción, es el lugar donde los futuros ingenieros pasan horas formándose.

Se han analizado los mapas sísmicos de Santa Elena y, sabiendo la alta sismicidad de la zona junto con esos suelos que tienden a amplificar las ondas, se plantea si la rigidez de los SCBF es realmente la mejor solución para controlar bien las derivadas y garantizar que la estructura se comporta como debe ante un evento real, ¿o los EBF, con su capacidad de disipar energía en un lugar controlado, van a salvar el día en un sismo grande? Esa es la duda que carcome y por la que se están realizando todos estos análisis.

Mirando hacia atrás, se recuerda el terremoto de Pedernales en 2016 y cómo muchas estructuras de concreto no aguantaron. Así, las estructuras de acero bien diseñadas son una respuesta para los casos de estudio.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Ecuador se encuentra asentado sobre una zona de alta actividad tectónica, donde la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana tiene una influencia directa, lo cual genera un alto peligro sísmico en todo el territorio nacional, especialmente en la zona litoral. La Universidad Estatal Península de Santa Elena se localiza en una zona de riesgo sísmico importante, ya que de acuerdo al Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI, 2015) en el (NEC-SE-DS, 2015), la provincia tiene un factor de aceleración considerable. De hecho, al tratarse de un bloque de aulas donde transita mucha gente a diario, estas edificaciones califican como estructuras esenciales, es por ello que el desempeño ante un sismo debe ser impecable, ya que nuestra prioridad absoluta es proteger la vida de toda la comunidad universitaria frente a cualquier evento real.

Es tradicional que en la infraestructura local se haya utilizado mayormente el sistema de hormigón armado. Sin embargo, el diseño estructural moderno en acero se ha ido imponiendo gracias a sus ventajas en cuanto a relación resistencia-peso, rapidez de montaje y predictibilidad del material.

Para resistir cargas laterales causadas por eventos sísmicos, las soluciones estructurales de acero ofrecen opciones como los Pórticos Arriostrados Concéntricos Especiales (SCBF, por sus siglas en inglés) y los Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF).

Al evaluar ambos sistemas bajo los criterios del (American Institute of Steel Construction, 2022) en su norma AISC 341-22, resulta claro que la forma en que cada uno disipa la energía es completamente distinta. Los sistemas SCBF, por un lado, logran su ductilidad por la fluencia en tracción y el pandeo cíclico de sus diagonales, lo cual ayuda a que el edificio sea más rígido,

pero a su vez el tiempo genera demandas de fuerza bastante altas que debemos controlar bien tanto en las conexiones como en las bases de la estructura.

Los sistemas EBF, en cambio, inducen una excentricidad intencional mediante un eslabón o “link”, que opera como un fusible estructural disipando la energía por fluencia cortante o flexión, protegiendo al resto de los elementos de fallas prematuras y permitiendo un control más flexible de las derivas de piso.

El problema es que no existe, a nivel local, un estudio simple y práctico que se aplique directamente al Bloque de Aulas de la UPSE para comparar estas dos opciones. No se sabe con certeza cuál de los dos sistemas es más conveniente para modelarlo en el software de cálculo, cuál de los dos controla mejor los movimientos laterales (derivas) que exige la norma NEC y sobre todo cuál de las dos opciones resulta más económica en cuanto a cantidad y peso del acero utilizado.

El elegir un sistema sin un análisis previo, corre el riesgo de sobrediseñar la estructura, lo cual incrementaría innecesariamente los costos de construcción del bloque, o de elegir un sistema que complique el diseño de las vigas y columnas. Por todo esto, creo que es fundamental comparar de una manera sencilla y directa cómo funcionan los sistemas SCBF y EBF en el bloque de aulas, siempre siguiendo lo que nos pide el código (American Institute of Steel Construction, 2022). Mi meta principal con este análisis es encontrar el punto de equilibrio óptimo para que el edificio no solo sea lo suficientemente seguro ante un sismo, sino que a su vez también se pueda aprovechar el material de la manera más eficiente posible.

Se hace indispensable realizar un análisis comparativo básico y directo entre sistemas SCBF y EBF para este bloque de aulas, de acuerdo con las reglas del código AISC 341-22, con la finalidad de buscar aquel sistema que ofrezca un mejor equilibrio entre seguridad estructural y ahorro de material.

El problema de investigación puede enmarcarse en la siguiente pregunta: PG. ¿Cuál es la alternativa estructural más óptima en función de su comportamiento por deformación lateral y peso total de acero entre los sistemas de Pórticos Arriostrados Concéntricos Especiales (SCBF) y Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF), bajo los lineamientos del código AISC 341-22, mediante el modelado del bloque principal del Edificio de Aulas de la UPSE en el software ETABS? De la cual se derivan 3 preguntas específicas:

P.E.1: ¿Cómo se deforma el edificio de aulas al modelarlo con el sistema de Pórticos Concéntricos (SCBF) en el programa ETABS?

P.E.2: ¿Cómo cambia la deformación del edificio al modificar su configuración geométrica al sistema de Pórticos Excéntricos (EBF) en el programa ETABS?

P.E.3: ¿Cuáles son las diferencias básicas en deformación y peso total de acero al comparar ambos sistemas a través de los informes del programa?

1.2 ANTEDECENTES

En la ingeniería es muy común comparar los sistemas de pórticos arriostrados concéntricos especiales (SCBF) con los pórticos arriostrados excéntricos especiales (EBF), sobre todo porque en la costa ecuatoriana las exigencias sísmicas son altísimas. A fin de cuentas, se busca optimizar las estructuras de acero cumpliendo con lo que exige la norma NEC-SE-DS (NEC-SE-DS, 2015) y el código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022). Por eso, muchos investigadores en el país se han dedicado a analizar qué sistema funciona mejor y brinda mayor eficiencia en el día a día.

A continuación, se detallan los estudios previos que constituyen la base técnica y metodológica del desarrollo de esta tesis. En el ámbito regional, (Macías Calderón, 2023) llevó a cabo el estudio titulado: Análisis comparativo técnico-económico entre pórticos con arriostramientos concéntricos especiales (SCBF) y pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) en una edificación de acero de 6 niveles.

Esta investigación tuvo como propósito fundamental evaluar tanto el comportamiento sísmico como el impacto económico de ambos sistemas estructurales en un edificio de geometría regular, situado en la zona de alta amenaza sísmica de la costa ecuatoriana. Para lograrlo, el autor recurrió al modelado computacional en 3D, mediante el cual ejecutó un análisis dinámico elástico lineal, asegurándose de comprobar los rigurosos criterios de diseño por capacidad establecidos en la normativa internacional AISC 341.

En sus resultados Macías comprobó que los pórticos SCBF aportan una rigidez lateral inicial superior, lo que facilitó de manera directa el control y cumplimiento de las derivas máximas de piso elásticas requeridas por la normativa nacional. Analizando los datos, se notó que esa alta rigidez de la que se hablaba antes de terminar acortando el período fundamental del edificio; esto hace que el cortante basal suba bastante y, por lo tanto, las fuerzas que deben soportar las conexiones y la cimentación sean mucho mayores. Con el sistema EBF, al aprovechar la flexibilidad de sus eslabones o enlaces, las fuerzas sísmicas de diseño bajan y esto permite usar secciones de vigas y columnas más optimizadas.

En cuanto al peso final, los resultados indican que el sistema EBF ayuda a ahorrar una cantidad importante de acero, pero exige que el detalle constructivo sea mucho más preciso y cuidadoso (American Institute of Steel Construction, 2022).

Por otro lado, (Montero Villalta & Vera Baque, 2022) en su trabajo de titulación Análisis comparativo sismorresistente entre pórticos especiales con arriostramientos concéntricos (SCBF) y pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) de un edificio de 4 plantas de estructura metálica, estudiaron el comportamiento dinámico de una edificación de mediana altura en la provincia del Guayas. Su enfoque se basó en la simulación estructural mediante el uso de programas informáticos especializados para comparar variables críticas tales como los períodos de vibración, los desplazamientos laterales y el comportamiento inelástico simulado con los requisitos de la NEC-SE-DS.

Por último, (Tipán Proaño, 2021) expuso la tesis denominada Estudio comparativo del comportamiento estructural de un edificio de acero de 6 pisos utilizando sistemas de protección sísmica pasiva: Pórticos Arriostrados Concéntricos (SCBF) y Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF). El enfoque metodológico de esta investigación consistió en el análisis comparativo de la distribución de las fuerzas internas y de los mecanismos de falla estructural en ambas configuraciones porticadas, bajo un espectro de diseño elástico compatible con las normativas vigentes.

El presente trabajo realiza un análisis sísmico por desempeño de tres sistemas estructurales en pórticos en acero, SMF, EBF y SCBF. La estructura que posee una relación mayor costo-beneficio es PEAC, pues el nivel de daño es LS presenta un sistema estructural con mayor rigidez y menores derivas es PEAC; sin embargo, no es el sistema que presenta menor daño. El sistema EBF es más dúctil de todo a pesar de que la plastificación de links es temprana, posee una capacidad de rotación significativa antes de llegar a rotura, lo que permite que los elementos secundarios desarrollen gran inelasticidad (Abril Camino & Medina Robalino, 2023).

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis General.

La variación de la configuración geométrica entre las alternativas de Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF) y Pórticos Excéntricos (EBF) generará diferencias medibles en la respuesta lateral y el peso total de acero del bloque principal del Edificio de Aulas de la UPSE mediante su modelado en el software ETABS.

1.3.2 Hipótesis Específicas.

H.E1.: El primer modelo estructural bajo la alternativa SCBF permitirá establecer una respuesta lateral elástica inicial que cumpla con las exigencias de rigidez de la normativa vigente.

H.E2.: El segundo modelo estructural modificado con la alternativa EBF registrará un incremento en la deformación lateral debido a la flexibilidad intrínseca de su nueva configuración geométrica.

H.E3.: La confrontación directa de los informes de datos generales en el programa identificará cuál de las dos alternativas planteadas ofrece una mayor optimización en el peso total de acero y rigidez de forma básica.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Comparar Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF) y Pórticos Excéntricos (EBF), por medio del software ETABS obtenido del diseño estructural del bloque principal del Edificio de Aulas de la UPSE, con el fin de cumplir los parámetros de sismorresistencia.

1.4.2 Objetivos Específicos.

O.E1: Elaborar el primer modelo estructural del bloque de aulas bajo la alternativa de Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF), a través del software ETABS, para obtener las derivas y torsiones del mismo.

O.E2: Elaborar el segundo modelo estructural del bloque de aulas modificado con la alternativa de Pórticos Excéntricos (EBF), mediante el cambio de la configuración geométrica del sistema en el software ETABS bajo las mismas condiciones de diseño, para evaluar su comportamiento por derivas y torsiones.

O.E3: Comparar los resultados estructurales y cuantitativos de ambas alternativas planteadas, mediante el cumplimiento de derivas, torciones, peso de la estructura y cortante basal.

1.5 ALCANCE

El siguiente estudio se realizará en el área de análisis estructural, específicamente enfocado en una edificación de tres niveles que corresponde al Bloque de Aula Docentes de la UPSE, para la cual ya existe un diseño arquitectónico previo que ha sido proporcionado para este estudio. La altura del edificio junto con esta distribución arquitectónica es importante ya que define las condiciones de carga y la respuesta estructural, que se analizará y comparará entre el sistema de Pórticos Arriostrados Concéntricos Especiales (SCBF) y el sistema de Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF). Como se dijo anteriormente, el objetivo principal de esta investigación es hacer un análisis comparativo en una estructura de 3 plantas, utilizando el software ETABS, bajo el sistema SCBF y sistema EBF para el mismo edificio con el fin de definir qué diferencias hay en el comportamiento estructural y eficiencia de materiales para ambas edificaciones.

Por lo tanto, sabiendo esto, es importante conocer la función de cada sistema para poder identificar las condiciones que se van a estudiar, por lo tanto se debe recalcar que el sistema SCBF confía su resistencia a la carga lateral en la rigidez de sus diagonales conectadas concéntricamente a los nudos, mientras que los pórticos EBF utilizan una excentricidad intencional en la viga creando un eslabón o link fusible que disipa la energía sísmica.

Se hará un Análisis Lineal Elástico (análisis espectral) de la edificación con el espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) adaptado a las condiciones de suelo del campus universitario. En conclusión, el presente estudio se enfocará en comparar la respuesta estructural y la capacidad de respuesta a cargas sísmicas y gravitacionales de los dos sistemas propuestos en el software ETABS, analizando parámetros clave como derivas de piso, cortante en la base, peso total de la estructura en toneladas de acero, períodos de vibración y desplazamientos de piso, para determinar qué diferencias existen entre ambos sistemas analizados.

Por otro lado, los resultados obtenidos en el siguiente trabajo de titulación, serán de utilidad para los diseñadores, ingenieros estructurales y arquitectos que estén involucrados en la elección y diseño de los sistemas estructurales de acero para edificaciones de mediana altura en la región litoral. Por otra parte, existirán limitaciones dentro del desarrollo de este proyecto:

Delimitación del bloque de estudio: Dentro de la estructuración arquitectónica real del edificio, este se considera dividido en 3 bloques denominados como Bloque A, Bloque B y Bloque C. Este trabajo se enfocara solo en el modelado y diseño del bloque de aulas A=B, dejando de lado la comparación directa del bloque C, aunque esta muy presente que existe y que más adelante

será clave para tener en cuenta las juntas sísmicas necesarias. Para los sistemas estructurales, se limitó a trabajar con las dos tipologías de acero que ya mencioné, el SCBF y el EBF, siempre bajo las exigencias del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022). El análisis, de igual forma, está pensado y ajustado estrictamente para una altura de tres plantas, por lo que no se evaluarán los edificios con más o menos pisos que necesitan criterios de diseño totalmente diferentes. Por otro lado, todo el trabajo de simulación en ETABS se matendrá en un nivel elástico lineal, siguiendo los criterios estándar de modelación estructural (Computers and Structures, 2016).

Esto significa que no se ejecutaran análisis no lineales más avanzados, como el método de colapso progresivo tipo Pushover o los análisis de tiempo-historia, ya que para los objetivos de este estudio el enfoque lineal es más que suficiente.

En cuanto al detallado constructivo y la cimentación, no se profundizó en el diseño a nivel de conexiones soldadas o pernadas, como las placas de conexión o los rigidizadores del eslabón. En su lugar, el alcance se reduce a reportar únicamente derivas y torciones por capacidad en los nudos, satisfaciendo los parámetros establecidos en AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) para sentar bases para futuras revisiones.

Tampoco se incluye el diseño estructural de la cimentación (zapatas), ni se abarcarán aspectos de diseño arquitectónico o presupuestos económicos detallados por rubros, limitando la comparación económica estrictamente al tonelaje total de acero reportado por el software.

1.6 VARIABLES

1.6.1 Variables Dependientes.

Diseño sismorresistente

1.6.2 Variables Independientes.

Estructura de acero con sistema SCBF y EBF

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 MARCO TEÓRICO

El desarrollo del marco teórico de la presente investigación no constituye un simple formalismo académico, sino la base fundamental para comprender la protección de la comunidad universitaria. Para que el diseño del bloque de aulas no quede solo como un modelo matemático en la pantalla de la computadora, resulta indispensable comprender la física de los materiales y las normativas que rigen su comportamiento.

Por lo tanto, se debe considerar qué sistema de pórticos resistirá mejor ante un sismo, lo que obliga a desglosar los conceptos de rigidez, ductilidad y disipación de energía bajo los más estrictos lineamientos de la ingeniería estructural actual.

2.2 CONCEPTOS BÁSICOS

2.2.1 Estructura

La estructura en su concepto más fundamental como un conjunto estable de elementos resistentes que trabajan en equipo con el propósito claro de soportar cargas y canalizarlas de manera segura hasta llegar al suelo, es decir que se trata de un sistema integral capaz de recibir fuerzas externas para luego resistirlas internamente sin fallar y transmitirlas ordenadamente hacia sus apoyos, de modo que es el terreno de fundación el que finalmente recibe y absorbe todos estos efectos, por lo tanto, para que todo este proceso funcione de manera eficiente, la edificación debe adoptar una forma y dimensiones específicas, estando constituida por un material apto con la capacidad mecánica idónea, además de depender irremediablemente de la existencia de vínculos o conexiones precisas entre cada uno de los distintos elementos que la componen (Giordani & Leone , 2015).

2.2.2 Estructura metálica

Tomando como base que las estructuras son el conjunto de elementos fundamentales que conforman la parte resistente de toda edificación, es importante entender que un sistema estructural en acero funciona básicamente como el esqueleto o marco principal del proyecto donde sus componentes protagónicos que en su gran mayoría son las vigas y columnas metálicas trabajan de forma conjunta y sincronizada dándonos la capacidad necesaria para

soportar y estabilizar de manera eficiente los niveles de piso, la cubierta y las paredes que conforman el edificio (CORSÁ, 2020).

2.2.3 Estructuras especiales y esenciales

Según los criterios de clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) para el tipo de uso y la importancia de las edificaciones, resulta indispensable diferenciar de manera acertada entre las estructuras especiales y las esenciales, ya que de esta clasificación dependen, de forma directa, los niveles de exigencia en el análisis mecánico y el diseño sismorresistente de los elementos de acero.

En cuanto a ello, las estructuras esenciales son aquellas que no pueden dejar de funcionar bajo ninguna circunstancia, tales como complejos hospitalarios, estaciones de bomberos, centrales de telecomunicaciones y plantas de distribución de agua o energía, por lo que están obligadas a permanecer operativas durante y justo después de la ocurrencia de un sismo severo, con el fin de garantizar la atención de la emergencia general.

Por otro lado, las estructuras de ocupación especial son todas aquellas edificaciones que, si bien no cumplen un rol directo en la gestión inmediata del desastre, albergan de manera simultánea a una alta densidad o concentración masiva de personas en su interior, incluyendo dentro de este grupo a los teatros, estadios y centros educativos de gran magnitud como es el caso de nuestro bloque de aulas docentes en la UPSE, razón por la cual la normativa les asigna un factor de importancia nacional elevado para incrementar las fuerzas de diseño espectral y asegurar un desempeño estructural riguroso que impida el colapso y salvaguarde la vida de toda la comunidad universitaria (MIDUVI, 2015).

2.2.4 Pórtico especial sismorresistente

Bajo esta perspectiva, se puede definir a este sistema como una configuración estructural integrada por columnas y vigas descolgadas respecto al plano de la losa de entrepiso, la cual asume la responsabilidad directa de absorber y canalizar de manera eficiente tanto las cargas gravitacionales verticales como las fuerzas dinámicas inducidas por un evento sísmico, garantizando firmemente que tanto los pórticos en sí como sus nudos de conexión viga-columna cuenten con la capacidad mecánica ideal para resistir tales exigencias extremas debido a que todo el conjunto ha sido calculado y detallado constructivamente de forma minuciosa con el objetivo explícito de manifestar un comportamiento estructural altamente dúctil (NEC-SE-DS, 2015)

2.2.5 Pórtico especial sismo resistente con diagonales rigidizadoras.

Cuando se habla de esta tipología estructural, se hace referencia a un sistema resistente mixto constituido por la combinación de pórticos especiales sismorresistentes y diagonales estructurales —pudiendo ser estas de carácter concéntrico o excéntrico— dispuestas adecuadamente en el espacio, es decir, colocándolas de la forma más simétrica posible hacia la periferia y extendiéndose a lo largo de toda la altura del edificio para mitigar de manera óptima las fuerzas sísmicas, bajo la condición estricta de que dicho entramado de riostras cuente con la capacidad mecánica para absorber de forma independiente al menos el 75% del cortante basal total accionante en cada dirección geométrica para que la edificación sea considerada formalmente dentro de esta categoría de pórticos con diagonales (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.6 Respuesta elástica

Cuando se habla de la respuesta elástica de una estructura, se hace referencia a todos esos parámetros mecánicos directamente asociados a las fuerzas internas y las deformaciones que se determinan a partir de un análisis lineal, empleando la representación completa del sismo de diseño sin aplicarle ninguna reducción por ductilidad, cumpliendo rigurosamente con cada una de las especificaciones estipuladas en la normativa vigente (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.7 Rigidez

La rigidez puede ser definida principalmente como la capacidad intrínseca que posee un determinado elemento estructural para resistir las solicitaciones y esfuerzos externos sin experimentar deformaciones severas o desplazamientos excesivos, siendo un comportamiento físico que depende de variables críticas como la longitud y el momento de inercia de las secciones, el tipo de conexiones ejecutadas y las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción (NEC-SE-DS, 2015)

2.2.8 Rigidez lateral de piso

La rigidez lateral de piso se define técnicamente como la contribución conjunta o sumatoria de las rigideces a cortante de todos los elementos estructurales verticales que componen ese piso, y tiene un rol determinante en la oposición al desplazamiento horizontal relativo de la edificación durante un sismo (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.9 Rigidez efectiva

Con respecto a la rigidez efectiva, el mismo parámetro se obtiene matemáticamente a partir de la interacción directa entre el período fundamental de vibración, la masa participativa y la rigidez elemental, análisis de manera simplificada para sistemas dinámicos que tienen un solo grado de libertad (NEC-SE-DS, 2015)

2.2.10 Sismo de diseño

Al definir el sismo de diseño, nos referimos a un evento sísmico reglamentario que tiene una probabilidad del 10% de ser superado en un lapso de 50 años, equivalente a un período de retorno estimado de 475 años, el cual se calcula mediante estudios de peligrosidad sísmica específicos para la zona de implantación o a través del mapa de peligro oficial, pudiendo caracterizarse mediante acelerogramas reales o artificiales que reflejan las condiciones tectónicas y geotécnicas del suelo, o modelando sus efectos dinámicos simplificados mediante un espectro de respuesta elástico para diseño (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.11 Sistemas de control de respuesta sísmica

Los sistemas de control de respuesta sísmica incluyen todos los dispositivos tecnológicos que se incorporan deliberadamente a las estructuras para modificar sus propiedades dinámicas fundamentales, logrando así amortiguar y disipar una fracción significativa de la energía sísmica inducida con el objetivo de reducir la demanda global sobre el edificio y disminuir los daños estructurales ante eventos graves, y se agrupan convencionalmente en mecanismos de aislamiento en la base, sistemas de disipación pasiva de energía y tecnologías de control activo (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.12 Sobre resistencia

La sobrerresistencia se produce cuando las zonas críticas o rótulas plásticas desarrollan una capacidad portante real muy superior a los valores nominales teóricos calculados en diseño, siendo un fenómeno mecánico influenciado principalmente por la diferencia entre el límite de fluencia especificado y el comportamiento verdadero del material en laboratorio, el endurecimiento por deformación propia del acero estructural y el incremento de capacidad plástica debido al confinamiento del hormigón (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.13 Deriva de piso

En cuanto al control geométrico de las deformaciones laterales ante eventos dinámicos, interpreta que el desplazamiento relativo de piso es el cambio de posición horizontal que experimenta un nivel específico con respecto al entrepiso inmediatamente adyacente, calculándose técnicamente en la fase de modelado a partir de la diferencia de movimiento registrado entre dos puntos de control que se encuentran localizados estrictamente sobre una misma línea vertical de la estructura (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.14 Diagonales concéntricas

Los sistemas arriostrados, definen a las diagonales concéntricas como aquellos elementos de rigidificación lateral cuyos ejes longitudinales coinciden e intersectan exactamente en un solo punto nodal, en compañía de los ejes geométricos de las vigas y las columnas.

Se entiende que, al evaluar su comportamiento mecánico, este tipo de configuración proporciona una rigidez lateral inicial muy alta a la estructura, lo que resulta muy eficaz para controlar los movimientos horizontales y las deformaciones ante terremotos moderados; Sin embargo, presenta la desventaja de que, ante un terremoto grave, las diagonales tienden a fallar por pandeo global en compresión, lo cual disminuye considerablemente su capacidad de disipar energía inelástica si no se diseñan según estrictos criterios de alta ductilidad. (American Institute of Steel Construction, 2022).

2.2.15 Diagonales excéntricas

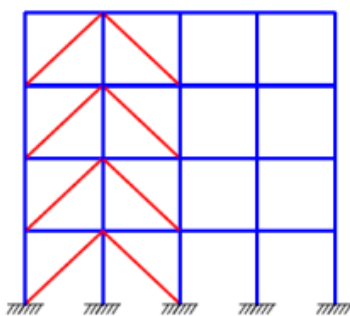
Las diagonales excéntricas como una configuración estructural en la que se produce un desfase deliberado de los ejes de los arriostramientos en sus uniones, evitando que coincidan en un mismo punto focal y generando así un segmento intermedio en la viga, técnicamente denominado eslabón o link.

Desde este punto de vista, la gran ventaja de este sistema radica en que logra la fusión óptima de la elevada rigidez lateral de un pórtico con diagonales y la alta ductilidad de un pórtico resistente a momentos, debido a que, en caso de acciones sísmicas extremas, el eslabón actúa como un fusible estructural que fluye de forma controlada por corte o flexión, disipando la mayor parte de la energía introducida y salvaguardando la integridad de las columnas y vigas principales. (NEC-SE-DS, 2015).

2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO

Desde un enfoque técnico, se puede definir a las estructuras de acero como sistemas de soporte esenciales en la ejecución de edificaciones, obras viales y diversas infraestructuras que exigen elevados niveles de resistencia y durabilidad a largo plazo. Esta tipología constructiva aprovecha las propiedades intrínsecas del acero estructural, un material que destaca por su ventajosa combinación de alta capacidad mecánica, flexibilidad y ligereza; cualidades que permiten su aplicación en una extensa variedad de proyectos —que abarcan desde rascacielos y puentes hasta naves industriales— debido a su excelente aptitud para soportar solicitudes de gran magnitud y su notable versatilidad para adaptarse a diseños arquitectónicos de vanguardia (ME-GA, 2024)

Figura 1 Marco arriostrado y marco no arriostrado.



Nota. Tomado de Pórtico compuesto por dos sistemas estructurales, a la izquierda se observan marcos arriostrados y a la derecha marcos no arriostrados.

2.4 TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTO

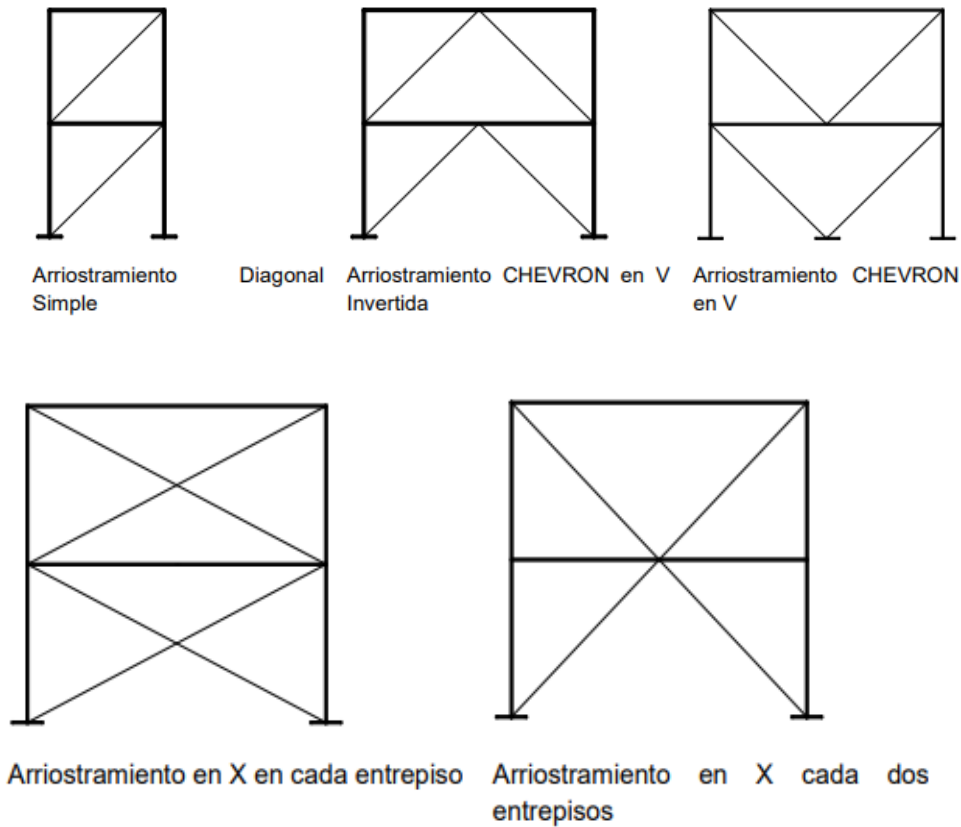
Se define como línea de arriostramiento a una línea simple o líneas paralelas con una separación en planta no mayor al 10% de la dimensión del edificio perpendicular a la línea de arriostramiento (NEC - SE - AC, 2015).

2.4.1 Arriostramiento concéntrico.

En el caso de los pórticos especiales arriostrados concéntricamente, se entiende que se trata de sistemas de soporte en los que los ejes geométricos o centroidales de los miembros conectados en una misma junta se encuentran o convergen en un punto, actuando como una armadura vertical encargada de contrarrestar las solicitudes horizontales (Figura 2). Esta disposición

geométrica garantiza una rigidez inicial elevada frente a los movimientos sísmicos (NEC - SE - AC, 2015).

Figura 2 Tipos comunes de PEAC.



Nota. Tomado de Tipos más comunes de PEAC. (NEC - SE - AC, 2015)

2.4.2 Mecanismo de disipación de energía de Pórticos Arriostrados Concéntricamente.

2.4.2.1 Capacidad de deformación inelástica

En cuanto al comportamiento sismorresistente del sistema, se prevé que esta clase de pórticos está obligada a resistir deformaciones plásticas de gran magnitud en el sentido opuesto producidas por las acciones dinámicas provenientes del sismo de diseño (NEC - SE - AC, 2015).

2.4.2.2 Comportamiento mecánico como armadura

Por otra parte, por la configuración geométrica y el ordenamiento espacial de sus componentes, el marco estructural actúa mecánicamente como una armadura vertical, cuyos

elementos principales se encuentran diseñados para trabajar principalmente bajo solicitudes de carga axial en su rango elástico inicial (NEC - SE - AC, 2015).

2.4.2.3 Mecanismo de disipación y post-pandeo

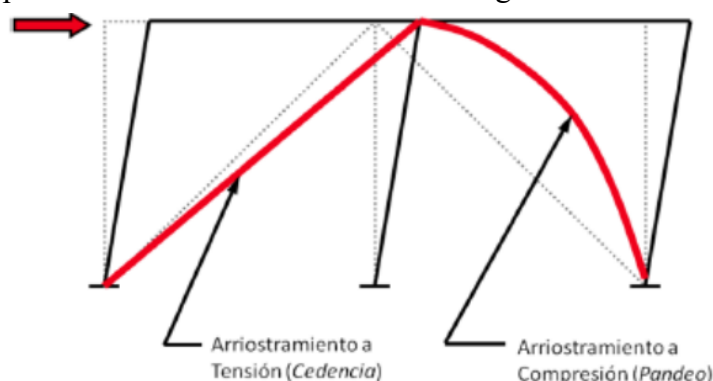
Finalmente, al presentar las acciones sísmicas extremas contempladas en el diseño, se prevé un comportamiento donde los elementos diagonales, en conjunto con sus zonas de conexión, disipan la energía mediante el desarrollo de importantes deformaciones inelásticas de carácter cíclico, alternando esfuerzos de tracción y compresión dentro de la etapa de post-pandeo (NEC - SE - AC, 2015).

2.4.2.4 Desempeño estructural

Al estudiar las propiedades mecánicas de estos sistemas, se destaca su gran habilidad para lograr una elevada ductilidad y para disipar energía de manera eficaz mediante deformaciones importantes dentro del campo inelástico. Desde el punto de vista técnico, la forma en que esta configuración se comporta es aportando una gran rigidez elástica inicial a la edificación, lo cual es fundamental para que tanto las vigas como las columnas principales sigan trabajando protegidas dentro del rango elástico.

De este modo, se entiende que los mecanismos de disipación plástica planificados se concentran exclusivamente en las diagonales, con la expectativa de que se manifiesten a través de la cedencia controlada de los arriostramientos sometidos a tensión y el pandeo de los arriostramientos en compresión.

Figura 3 Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales concéntricas.



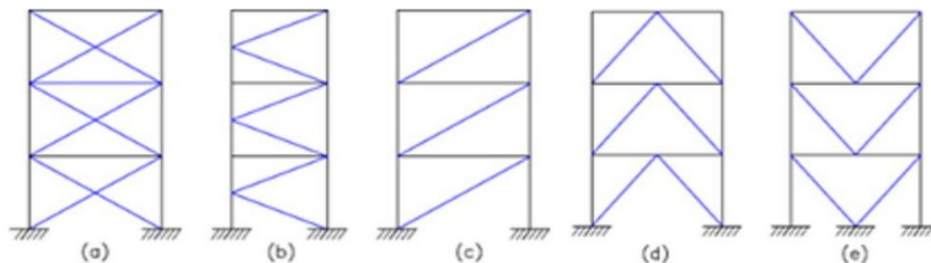
Nota. Tomado de Diplomado Estructural CSI Caribe.

Los sistemas SCBF se proyectan con importantes deformaciones inelásticas para lograr una adecuada disipación energética. De acuerdo con (Aguilar Mantilla, 2015) este proceso se lleva

a cabo cuando las barras traccionadas llegan a su fluencia y las comprimidas muestran pandeo generando rótulas plásticas en los puntos extremos y medios de las riostras. Además, ya que el pandeo influye directamente en la capacidad sísmica, la norma ANSI/AISC 341-22 especifica que el diseño de las riostras en tracción debe cubrir una porción de la fuerza sísmica total en el plano que esté entre el 30% y el 70%.

Las diagonales se pueden disponer según diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la figura 4:

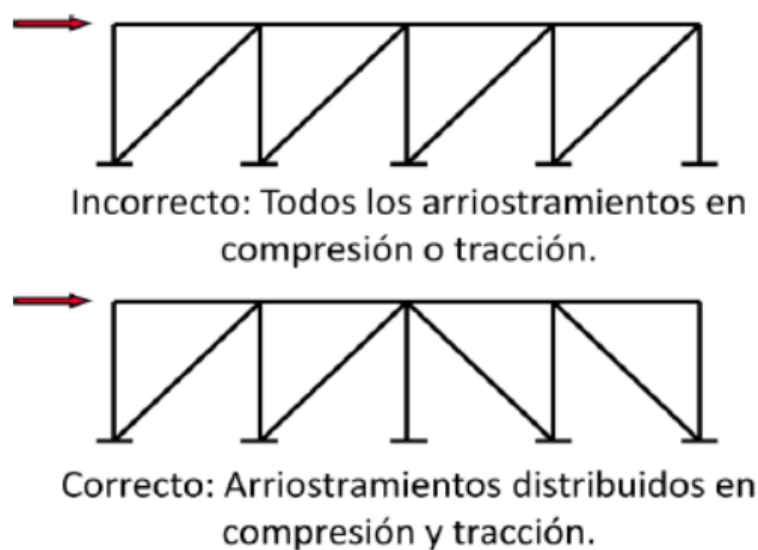
Figura 4 Configuraciones típicas para sistema de pórticos arriostrados concéntricamente, a) riostras en X, b) en K, c) en diagonal, d) en V invertida y e) en V.



Nota. Tomado de Figura 3-8 de (Crisafulli F.)

Para obtener un desempeño simétrico frente a cargas laterales, la configuración de las riostras debe ser constante en cada plano estructural. Esto se consigue, según (Aguilar Mantilla, 2015) , disponiendo un número par de diagonales con la misma sección y ángulo de inclinación, lo cual permite un equilibrio óptimo en la rigidez y resistencia del sistema

Figura 5 Distribución de Arriostramientos en Pórticos.



Nota. Tomado de V Diplomado Estructural CSI Caribe.

2.4.2.5 Respuesta sísmica de las diagonales concéntricas.

NEC-SE-AC. Afirma que el rendimiento de este sistema de diagonales puede verse comprometido por el pandeo de los elementos sometidos a compresión. En cambio, los arriostramientos que trabajan bajo tracción deben diseñarse para resistir entre el 30% y el 70% de la fuerza que un sismo genera en un plano específico.

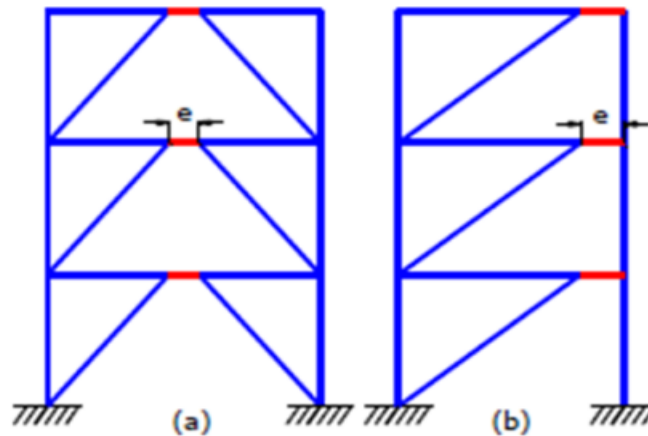
2.4.3 Arriostramiento excéntrico.

Al evaluar los sistemas de resistencia lateral de alta ductilidad, se interpreta a los pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) como configuraciones estructurales donde los ejes longitudinales de las diagonales se desfasan deliberadamente para evitar coincidir en un mismo punto nodal con la intersección de la viga y la columna, puesto que esta excentricidad geométrica introduce un segmento crítico en la viga denominado técnicamente eslabón o enlace que está diseñado para actuar como un fusible estructural; de este modo, comprendo que el sistema logra fusionar de forma óptima la elevada rigidez lateral típica de los arreglos concéntricos con la notable capacidad de deformación inelástica de los pórticos resistentes a momentos, lo cual permite concentrar la disipación de la energía sísmica mediante fluencia por corte o flexión exclusivamente en dicho eslabón, salvaguardando así la integridad de las vigas y columnas principales ante eventos sísmicos severos (American Institute of Steel Construction, 2022)

En el diseño de pórticos arriostrados de forma excéntrica, se logra una respuesta estructural que se caracteriza por una gran estabilidad y ductilidad, siendo este sistema el ideal para edificios altos y esbeltos. La disipación de energía se logra por medio de la fluencia del acero en tramos específicos de la viga llamados enlaces, donde la transferencia de las fuerzas de las diagonales se realiza mediante tensiones cortantes y de flexión, que dependen directamente de la longitud de excentricidad establecida (Aguilar Mantilla, 2015).

La transmisión de las cargas sísmicas axiales a columnas o vigas depende estrictamente del lugar donde se sitúe esta excentricidad, la cual debe definirse con precisión porque determina la rigidez elástica y la ductilidad del conjunto. Por lo tanto, se debe evitar ubicar la excentricidad directamente sobre las columnas para prevenir la formación de rótulas plásticas que puedan dar lugar a un mecanismo de piso flexible, lo cual comprometería el desempeño de la estructura (Aguilar Mantilla, 2015).

Figura 6 Arriostramiento excéntrico EBF



Nota. Tomado de Figura 3-14 de (Crisafulli F.)

Es necesario prestar especial atención al detalle constructivo de los enlaces, para que no afecten negativamente el desempeño de la estructura problemas como el pandeo local o cualquier forma de inestabilidad. Por el resto de los elementos del pórtico (vigas fuera del enlace, columnas y conexiones) se emplearán los principios de diseño por capacidad, asegurando que dichos componentes se mantengan siempre en rango elástico (Crisafulli F.)

2.4.3.1 Desempeño Estructural

La respuesta estructural de los pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) se basa en su capacidad de disipar energía sísmica mediante una respuesta dúctil y estable. En este sistema, la disipación se produce a través de la fluencia del acero concentrada en determinados tramos de la viga llamados “enlaces”, mientras que el resto de elementos del portal (columnas, conexiones y tramos de viga fuera del enlace) se diseñan bajo los conceptos de diseño por capacidad para mantener un comportamiento elástico.

Se expone a continuación la teoría esencial:

- **Función del enlace:** el enlace es el “fusible” de la estructura, puesto que siendo el punto de mayor debilidad controlada concentra las deformaciones inelásticas para proteger a los elementos estructurales críticos.
- **Transferencia de fuerzas:** las fuerzas que llegan por las diagonales se transmiten a las vigas o columnas por medio de esfuerzos cortantes y de flexión, los cuales varían según la longitud de la excentricidad del enlace.
- **Importancia del diseño:** es indispensable definir con precisión la ubicación de la excentricidad, ya que de situarla incorrectamente sobre las columnas, puede

propiciar la formación de rótulas plásticas que generen un mecanismo de piso flexible, lo que compromete gravemente la estabilidad de la estructura.

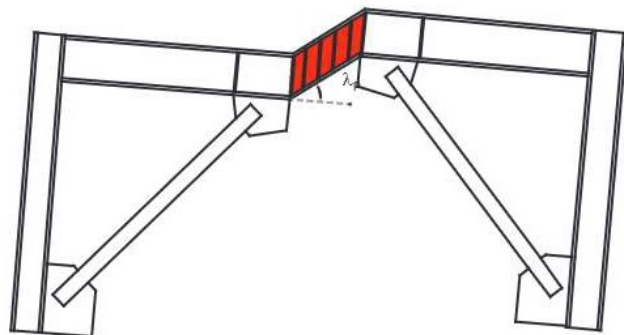
- Control de inestabilidad los enlaces deben detallarse meticulosamente para que fenómenos como el pandeo local no degraden la capacidad de disipación energética y la respuesta global del sistema.

2.4.4 Mecanismo de disipación de energía Pórticos Arriostrados Excéntricamente.

Al revisar los requisitos del reglamento nacional para esta clase de estructuras, se entiende que los pórticos arriostrados excéntricamente deben incluir eslabones o enlaces con capacidad mecánica para entrar con seguridad en el rango inelástico, adquiriendo importantes deformaciones plásticas cuando se sometan a las cargas dinámicas máximas del terremoto de diseño, con lo que aseguran que funcionen eficazmente como fusibles antisísmicos y preserven la estabilidad general de todo el edificio (NEC - SE - AC, 2015).

Al analizar la Figura 7, se puede notar que el vínculo ha entrado en el rango inelástico.

Figura 7 Comportamiento inelástico.



Nota. Tomado de Comportamiento inelástico. (NEC - SE - AC, 2015).

De acuerdo con esta norma, se interpreta que es indispensable calcular y diseñar las columnas, las riostras y las secciones de viga cercanas que se encuentren fuera de la longitud del eslabón, para garantizar que estas operen únicamente en su rango elástico, ya que estas piezas complementarias deben ser capaces de soportar las máximas solicitaciones que genera el fusible cuando este plastifica y se soporta por deformación, evitando de este modo fallas prematuras o debilidades en la estructura principal. (NEC - SE - AC, 2015).

2.5 Diagonales rigidizadoras.

Son elementos que entran en fluencia (ductilidad) en ambas, tracción y compresión, a lo largo de su eje central (una dirección). El principio de trabajo es el mismo que el de cualquier diagonal metálica, pero evita la rotura abrupta por pandeo en compresión al permitir unos cuantos ciclos de carga y descarga adicionales antes de romperse (QUAKETEK, 2020).

2.5.1 Tipos de Diagonales.

De acuerdo con las directrices de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el esquema estructural de soporte se compone de marcos especiales y riostras de rigidización en variantes concéntricas o excéntricas, las cuales se distribuyen de forma adecuada en el espacio para contrarrestar las exigencias del proyecto, bajo el entendimiento de que una configuración particularmente eficiente requiere ubicar estos elementos de la manera más simétrica posible para evitar excentricidades críticas en la planta (NEC - SE - AC, 2015).

Se clasifican en 3 grupos diferentes:

Tabla 1 Tipo de diagonal.

Tipo de Diagonal	Descripción / Comportamiento Mecánico
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.
Diagonales robustas	Son aquellas en las que la respuesta que producen una 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.
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 presentan deben ser menores que las diagonales esbeltas y mayores que las diagonales robustas.

2.5.2 Condiciones de conexión de las diagonales.

Estos sistemas estructurales destacan por su excelente capacidad de aportar una rigidez elástica inicial muy elevada a la edificación, lo cual permite un control óptimo de los desplazamientos laterales y garantiza que tanto las columnas como las vigas principales permanezcan protegidas trabajando dentro de su rango elástico. Por otra parte, interpreto que la disipación de la energía sísmica y el desarrollo de la ductilidad global se consiguen mediante incursiones significativas en el rango inelástico, las cuales se concentran deliberadamente en los elementos de arriostramiento a través de dos mecanismos mecánicos bien definidos: la cedencia por fluencia de las diagonales sometidas a esfuerzos de tracción y el pandeo de las riostras cuando actúan bajo solicitaciones de compresión.

2.5.2.1 Criterio columna fuerte-viga débil.

Se considera que una estrategia altamente eficiente para optimizar la disipación de la energía sísmica consiste en aplicar el principio de columna fuerte y viga débil, debido a que esta configuración garantiza que las deformaciones inelásticas y la demanda plástica ocurran de forma estrictamente localizada en los elementos horizontales, las uniones y los sistemas de arriostramiento, evitando con ello la formación de mecanismos de colapso cinematográfico en los soportes verticales primarios (NEC - SE - AC, 2015).

2.5.2.2 Respuesta sísmica de las diagonales concéntricas.

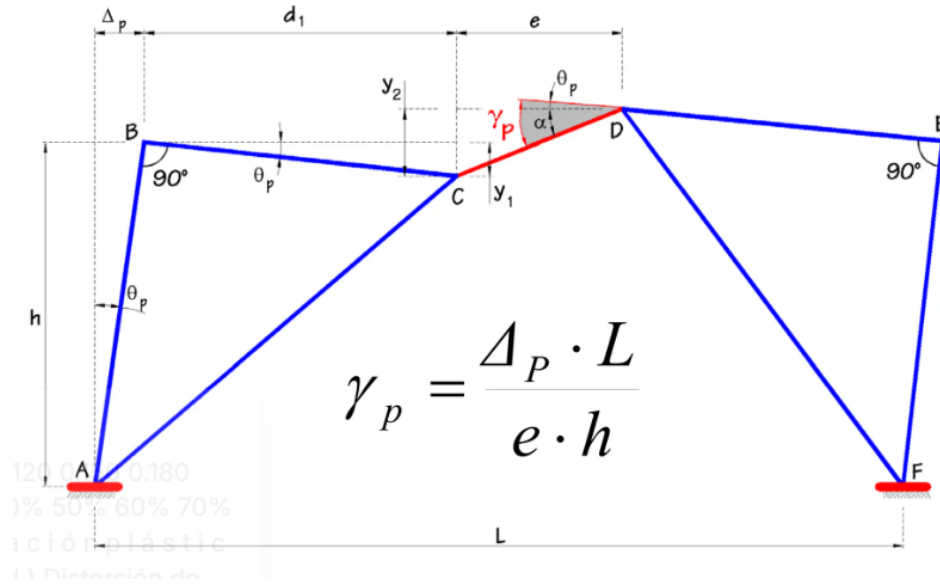
La NEC-SE-AC afirma que el rendimiento de este sistema de diagonales puede verse comprometido por el pandeo de los elementos sometidos a compresión. En cambio, los arriostramientos que trabajan bajo tracción deben diseñarse para resistir entre el 30% y el 70% de la fuerza que un sismo genera en un plano específico.

2.5.2.3 Respuesta sísmica de las diagonales excéntricas

Según la NEC-SE-DS (2015), los pórticos con diagonales excéntricas (EBF) combinan una alta rigidez lateral —similar a la de las concéntricas— con una excelente capacidad de disipación de energía, gracias a la incorporación de un segmento fusible conocido como eslabón (enlace). Durante un sismo severo, este eslabón absorbe la energía mediante una fluencia

estable a cortante o flexión, evitando el pandeo prematuro de las riostras y garantizando una respuesta dúctil que protege a los elementos principales de la estructura.

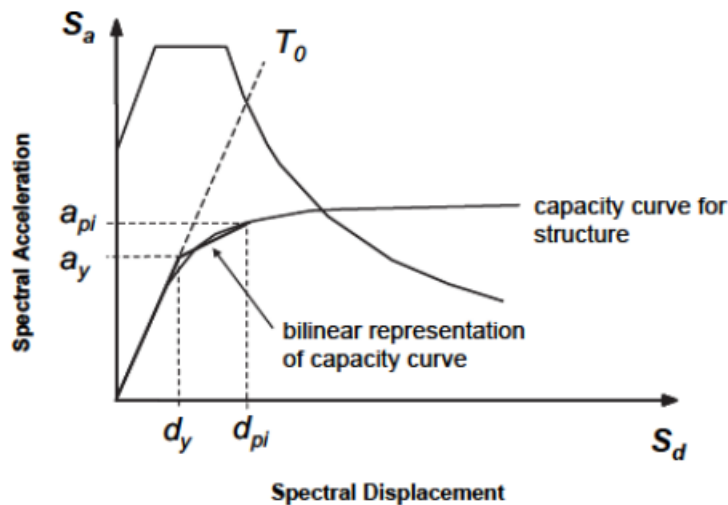
Figura 8 Rotación plástica del eslabón Yp.



2.5.2.4 Demanda

La demanda sísmica sobre una estructura se caracteriza por la curva de demanda, que resulta del espectro de respuesta elástica dividido entre el factor de reducción de resistencia, R . Este parámetro permite establecer que a mayor ductilidad del sistema estructural se mejora su comportamiento ante la acción sísmica, lo cual da una mayor capacidad para mitigar daños significativos (Muñiz & Alarcón, 2019).

Figura 9 Representación bilineal de la capacidad espectro (FEMA 440)



Nota. Tomado de (Muñiz & Alarcón, 2019).

Tabla 2 Ventajas y desventajas de cada sistema constructivo.

PÓRTICOS CONCÉNTRICOS (CBF)		PÓRTICOS EXCÉNTRICOS (EBF)	
Categoría	Detalle Técnico Mecánico	Categoría	Detalle Técnico Mecánico
Ventaja	Rigidez lateral: Aporta una elevada rigidez elástica inicial a la edificación, optimizando de manera excelente el control de derivas laterales ante sismos moderados.	Ventaja	Ductilidad Superior: Combina de forma óptima la alta rigidez lateral de los arriostramientos con la notable capacidad de deformación inelástica de los pórticos al momento.
Ventaja	Simplicidad de Diseño: El análisis estructural y el dimensionamiento geométrico resulta directo, empleando conexiones estándar y convencionales.	Ventaja	Fusible Estructural: Concentra la disipación de energía sísmica exclusivamente en el eslabón (<i>link</i>) por fluencia a corte o flexión, protegiendo al resto de elementos.
Ventaja	Economía Inicial: Presenta costos de fabricación y montaje generalmente menores en comparación con sistemas de alta ductilidad debido a un detallamiento simple.	Ventaja	Protección de Elementos: Garantiza que las columnas, riostras y segmentos de viga fuera del vínculo operen estrictamente en el rango elástico ante el endurecimiento del <i>enlace</i> .
N/A	<i>No aplica / Menor cantidad de ventajas competitivas mecánicas frente al sistema EBF.</i>	Ventaja	Flexibilidad espacial: La excentricidad deliberada permite dejar zonas libres en el vano, facilitando de gran manera la incorporación de accesorios y ventanas.
Desventaja	Fenómeno de Pandeo: Alta propensión crítica al pandeo de las riostras cuando actúan bajo solicitudes cíclicas de compresión severas.	Desventaja	Complejidad Analítica: Exige un análisis y diseño estructural riguroso para delimitar adecuadamente las longitudes críticas del eslabón y sus modos de falla.
Desventaja	Ductilidad Limitada: La capacidad global de disipación de energía disminuye drásticamente una vez que las diagonales sufren inestabilidad geométrica o pandeo.	Desventaja	Detallamiento Exigente: Requiere un riguroso control de soldaduras, continuidad y rigidizadores internos muy robustos en el alma del eslabón para evitar fallas prematuras.
Desventaja	Restricción arquitectónica: Las configuraciones rígidas (como tipo X o Chevron) bloquean de manera importante los vanos, limitando la colocación de puertas o ventanas.	Desventaja	Costos Elevados: Implica un mayor costo en mano de obra especializada, inspección de obra y eventuales reparaciones complejas del <i>enlace</i> post-sismo.

2.6 PELIGROSIDAD SÍSMICA

2.6.1 Generalidades.

Se concibe la peligrosidad sísmica como la probabilidad cuantitativa de que ocurran movimientos telúricos de magnitudes específicas en un emplazamiento geográfico y periodo temporal determinados, bajo el entendimiento de que resulta indispensable caracterizar minuciosamente la sismicidad histórica y el entorno tectónico de la región en estudio, **puesto** que la carencia de este diagnóstico de ingeniería impediría evaluar con rigor el nivel de riesgo real de la obra, obstaculizando de manera firme la formulación e implementación de criterios de mitigación y medidas preventivas estructurales adecuadas (Sauter, 1989).

2.6.2 Conceptos generales.

Con base en lo expuesto, a continuación, se detallan los criterios metodológicos y las exigencias de diseño que, desde el punto de vista analítico, son necesarios para evaluar el comportamiento estructural frente a eventos sísmicos, haciendo coincidir cuidadosamente cada suposición de cálculo con las disposiciones vigentes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) como el principal instrumento que regula la estabilidad de las edificaciones en el país.

2.6.2.1 Altura de entrepiso.

Este parámetro lo defino como la distancia vertical medida entre los niveles de piso terminado de dos plantas consecutivas o entre las líneas de eje de los elementos horizontales de soporte, asumiendo dentro de mi análisis que esta cota geométrica constituye una variable crítica que condiciona de forma directa la rigidez lateral del vano, el cálculo de las derivas estructurales de piso y la susceptibilidad de toda la edificación ante los efectos de segundo orden o fenómenos P-Deltas (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.2.2 Cortante basal.

Se entiendo el cortante basal como la fuerza lateral total de diseño estimada a nivel de la base o interfaz de apoyo de la estructura debido a la acción de una sacudida sísmica, que calculo matemáticamente como una fracción del peso reactivo total de la edificación multiplicado por un coeficiente de aceleración espectral, representando la sollicitación sísmica

global acumulada que los marcos y diagonales deben ser capaces de transferir de forma segura al sistema de fundaciones (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.2.3 Espectro de respuesta para diseño.

Se define al espectro de respuesta de diseño como una gráfica estilizada y normalizada por los organismos reguladores que representa las aceleraciones, velocidades o desplazamientos máximos esperados en sistemas lineales de un solo grado de libertad en función de sus periodos de vibración elástica y para un determinado porcentaje de amortiguamiento crítico, que constituye mi herramienta fundamental para caracterizar la demanda de fuerzas elásticas en el sitio de inicio del proyecto sin necesidad obligatoria de recurrir a simulaciones dinámicas no lineales en el tiempo de alta (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.2.4 Periodo de vibración.

El periodo de vibración es el intervalo de tiempo que el sistema estructural requiere para realizar un ciclo completo de vibración libre o forzada mientras desarrolla un modo específico de deformación, estando este valor intrínsecamente relacionado con la distribución de masa del edificio y la rigidez lateral global del sistema sísmorresistente empleado en el mismo (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.2.5 Período de vibración fundamental.

Por último, se determinó que el periodo de vibración fundamental es el mayor de los periodos naturales que posee la estructura, y que se asocia directamente al primer modo de vibración traslacional que por lo general moviliza el mayor porcentaje de masa participante, siendo este un parámetro vital que dictamina en qué zona del espectro de diseño se sitúa el edificio y, consecuentemente, define la magnitud de la aceleración espectral final que afectará a todo mi modelo estructural (NEC-SE-DS, 2015).

CAPÍTULO III: METODOLOGIA

3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

Este trabajo tiene un enfoque cuantitativo porque se necesitó medir y comparar datos numéricos exactos que saldrán directo de las simulaciones y al evaluar cómo responde el edificio ante un sismo revisando las derivas los desplazamientos y los cortantes junto con el cálculo del peso del acero usaré modelos computacionales determinísticos que me garantizan resultados claros y objetivos cumpliendo al pie de la letra con lo que exigen la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) y el código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) .

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El estudio es de tipo aplicado y comparativo-explicativo. Se aplica porque utiliza los conocimientos de la ingeniería estructural para resolver una problemática específica de selección de sistemas en la edificación de la UPSE.

Es comparativa y explicativa al contrastar las respuestas estructurales de los sistemas SCBF y EBF, buscando determinar las diferencias técnicas y de eficiencia de material entre ambos.

3.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Se emplea un diseño no experimental y transversal. Este estudio no tiene un diseño experimental debido a que no se manipulan variables en un laboratorio físico, sino que se observa directamente el comportamiento de los modelos en el software ETABS (American Institute of Steel Construction, 2022) en un escenario de carga sísmica y gravitacional definido, y es transversal, ya que toda la recolección y procesamiento de los datos se concentra en un solo período de tiempo para definir la población de estudio, que son edificios de mediana altura de cuatro niveles con una configuración de aulas docentes en la región litoral ecuatoriana como su correspondiente muestra.

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

- **Población:** Para la población de estudio se consideró una edificación de cuatro niveles con una distribución típica de aulas ubicada específicamente en la región litoral ecuatoriana.
- **Muestra:** El Bloque A=B del Bloque de Aulas de Docentes UPSE. La elección de esta muestra es intencional, al contar con la información arquitectónica necesaria y representar la tipología de interés para el estudio.

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

3.5.1.1. Técnica:

- Análisis documental
- Modelado estructural computarizado.

3.5.1.2. Instrumentos:

- Software ETABS (Computers and Structures, 2016).
- Código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022).
- Norma NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015).
- Plano arquitectónico del bloque de aulas docentes UPSE (BLOQUES A=B)

3.6. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS

Para procesar los datos se trabajó en una serie de pasos secuenciales donde se armó la configuración geométrica de los modelos SCBF y EBF bajo idénticas condiciones de carga, para luego correr la simulación mediante un análisis lineal elástico y extraer directamente del programa los reportes de derivas de piso, torsiones, cortante basal y peso del acero con el fin de obtener toda la información necesaria para el análisis estructural y a su vez la elaboración de tablas y gráficos comparativos para visualizar las diferencias en el desempeño estructural y eficiencia de las secciones propuestas en cada modelo.

3.7. DELIMITACIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO

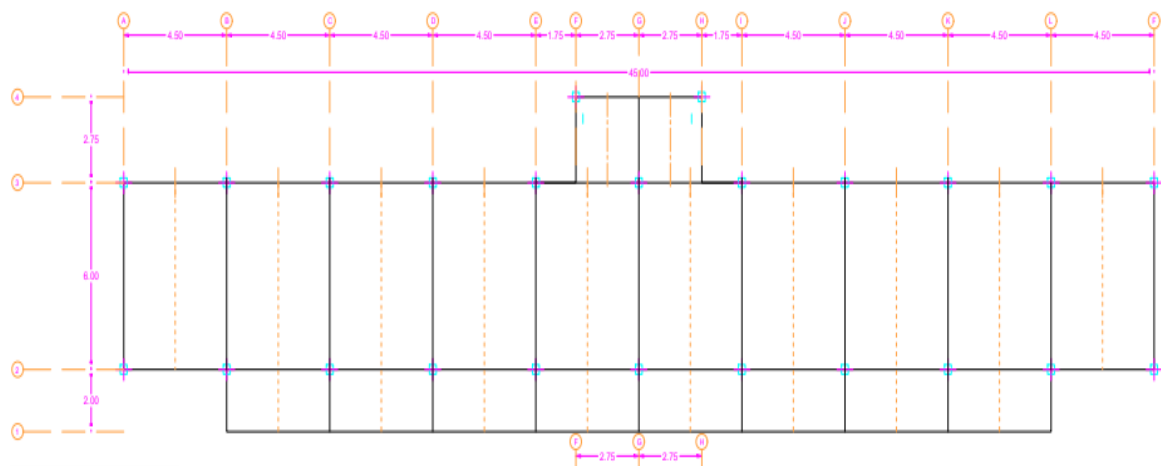
El presente trabajo se limita exclusivamente al bloque AB de la edificación sin considerar el bloque C, el diseño de cimentaciones y el detalle específico de las conexiones como las placas de refuerzo o los eslabones, siendo el alcance únicamente el tonelaje de acero reportado por el software y el comportamiento bajo un análisis lineal, respaldado por las directrices del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022).

3.8. CONSIDERACIONES ÉTICAS

Para garantizar la integridad técnica de todo el trabajo, se basó en un uso responsable de las fuentes normativas y se mantuvo total transparencia en el modelado computacional, asegurando que los datos obtenidos sean veraces y directos del análisis al respaldarme en los parámetros de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) y del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022).

3.9. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA EDIFICACIÓN

Figura 10 Plano visto en planta de la edificación



- Viga modelo en este proyecto está compuesta por cada piso:
- Viga principal borde en eje X
- Viga principal central en eje X

- Viga principal eje Y (borde y central)
- Viga secundaria paralela a Y, dos por cada vano
- Viga volada en eje x
- Total: 4 VP y 1 VS por cada piso
- Columnas cada piso se modeló:
- Columna central
- Columna esquinera
- Total: 2 columnas por piso

3.10. DISEÑO DE CARGA VIVA Y CARGA MUERTA

Las cargas muertas fueron extraídas de aproximaciones vistas en clases de Análisis Sismorresistente, son valores cercanos a los reales, mismos que están implantados por razones académicas.

Tabla 3 Cargas vivas y muertas piso 1 al 3

CARGA VIVA	Residencial		
L=	200 kg/m ²	0.2	t/m ²
CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTAS (CM)	D=PP+CM		
PESO PROPIO(PP)	calcula ETABS		
w cerámica	36.71 kg/m ²	0.037	t/m ²
w instalaciones	40.0 kg/m ²	0.04	t/m ²
w tumbado	20.39 kg/m ²	0.02	t/m ²
w pared int. + ext	108.0 kg/m ²	0.108	t/m ²
w enlucido	71.8 kg/m ²	0.072	t/m ²
Losa DECK	188.5 kg/m ²	0.188	t/m ²
CM=	465.4 kg/m ²	0.465	t/m ²

Tabla 4 Cargas vivas y muertas piso 4

CARGA VIVA	CUBIERTA, plana		
L=	71 kg/m ²	0.071379	t/m ²
CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTAS (CM)	D=PP+CM		
PESO PROPIO(PP)	calcula ETABS		
w enlucido losa	40.80 kg/m ²	0.041	t/m ²
w pared int. + ext	1.1 kg/m ²	0.001	t/m ²
w enlucido	0.70 kg/m ²	0.001	t/m ²
	0.0 kg/m ²	0	t/m ²
	0.0 kg/m ²	0	t/m ²
Losa DECK	188.5 kg/m ²	0.188	t/m ²
CM=	231.1 kg/m ²	0.231	t/m ²

3.11. DATOS DE LA LOSA DECK

Figura 11 Corte losa deck

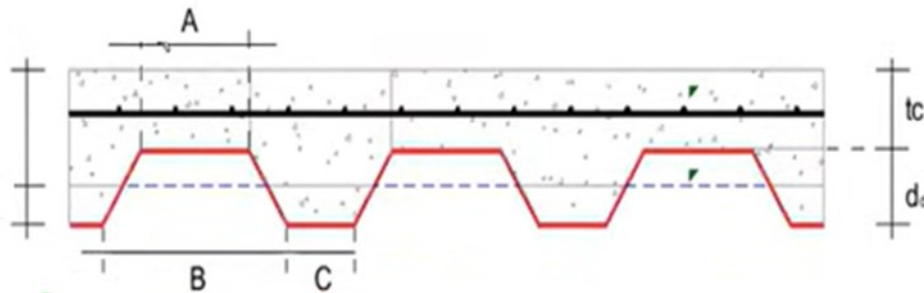


Tabla 5 Medias de la sección losa.

A	10	cm
B	16.8	cm
C	6	cm
T	11	cm
Tc	5	cm
Dt	6	cm
CM-Placa colaborante	9.12	kg/m ²

La selección de las dimensiones y el espesor de la losa deck se ha tomado bajo criterios académicos, ya vistos en clases.

Tabla 6 Cálculo del área de concreto de losa DECK.

B+C=	22.8	cm
Ac=A1+A2		
A1	114	cm ²
A, trapecio	80.4	cm ²
A2	56.4	cm ²
Ac=A1+A2	170.4	cm ²
1 metro por losa		
N	4.39	
Volumen	747.368421	cm ³
Volumen	0.07473684	m ³
CM	179.368421	kg/m ²
Losa DECK	179.368421	kg/m ²

La Tabla 6 muestra paso a paso el cálculo del área de concreto para la losa deck. Las medidas de esta losa se eligieron netamente académicas, a partir de esa geometría se calcula el volumen por metro cuadrado, lo que nos deja una carga muerta CM= 179.37 kg/m², un valor clave para meter en las combinaciones de carga del diseño.

3.12. METODOLOGÍA PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 1 (O.E1): Elaborar el primer modelo estructural del bloque de aulas bajo la alternativa de Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF), a través del software ETABS, para obtener las derivas y torsiones del mismo.

Esta metodología busca establecer las derivas de piso, torsiones y peso de esta configuración SCBF.

- **Recopilación de información:** Se utilizarán los planos arquitectónicos del Bloque A=B de la UPSE para definir su geometría , dimensiones de los elementos estructurales y cargas gravitacionales (muertas y vivas) según la (NEC-SE-DS, 2015).
- **Definición de Parámetros Sísmicos:** Para configurar el espectro de respuesta elástico adaptado a las condiciones de suelo del campus universitario, integré los coeficientes de aceleración sísmica, el factor de importancia y el factor de reducción de respuesta (R) correspondientes a sistemas SCBF siguiendo los parámetros establecidos por la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) y las provisiones del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) dentro del software ETABS (Computers and Structures, 2016).

- **Modelado en ETABS:**

Para la fase de modelado y análisis se asignaron los materiales con acero grado A36 junto con las secciones transversales iniciales siguiendo los parámetros del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022), configurando los arriostramientos de forma concéntrica estableciendo las restricciones en los nudos entre empotramientos y articulaciones según el diseño, para luego ejecutar el análisis espectral elástico respaldado por la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) lo que permite obtener las derivas de piso, los periodos de vibración y los desplazamientos laterales bajo las cargas impuestas en el software ETABS (Computers and Structures, 2016).

3.13. METODOLOGÍA PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 2 (O.E2):

Elaborar el segundo modelo estructural del bloque de aulas modificado con la alternativa de Pórticos Excéntricos (EBF), mediante el cambio de la configuración geométrica del sistema en el software ETABS bajo las mismas condiciones de diseño, para evaluar su comportamiento por derivas y torsiones.

Esta metodología busca establecer las derivas de piso, torsiones y peso de esta configuración EBF.

- **Adaptación de Configuración Geométrica:** Para adaptar la configuración geométrica, se realizaron modificaciones al modelo estructural original(es decir solamente se cambio la configuración del arriostramiento), reemplazando los arriostramientos concéntricos por el sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF), y se incorporaron los elementos de enlace o eslabones exigidos por las disposiciones técnicas del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) dentro del entorno de modelado de ETABS (Computers and Structures, 2016), con el fin de evaluar los resultados obtenidos.
- **Diseño del Eslabón (Link):** En el diseño de los pórticos arriostrados excéntricamente se define el eslabón o link en las vigas calculando rigurosamente su longitud y ubicación para garantizar que actúe de manera eficiente como un fusible estructural, acogiéndome a las disposiciones específicas del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) para sistemas de alta ductilidad dentro del entorno de ETABS (Computers and Structures, 2016).
- **Control de parámetros:** Para mantener la consistencia y asegurar que la comparación sea completamente válida, se aplicaron exactamente las mismas condiciones de contorno, de carga y el mismo espectro sísmico que se utilizaron en el modelo inicial (MIDUVI, 2015), garantizando que el comportamiento evaluado en el software ETABS

(Computers and Structures, 2016) refleja únicamente las diferencias mecánicas de la nueva configuración estructural bajo los parámetros del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022).

- **Análisis:** Para evaluar cómo la flexibilidad del enlace influye directamente en los desplazamientos y en la demanda de fuerzas de las vigas y columnas adyacentes, se ejecutó un análisis lineal espectral de la nueva respuesta lateral de la edificación dentro del software ETABS (Computers and Structures, 2016), siguiendo los criterios de comportamiento estipulados por el código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) bajo los requerimientos de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015).

3.14. METODOLOGÍA PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 3 (O.E3): Comparar los resultados estructurales y cuantitativos de ambas alternativas planteadas, mediante el cumplimiento de derivas, torciones, peso de la estructura y cortante basal.

Este objetivo constituye el cierre analítico mediante la confrontación de los resultados obtenidos en ambos modelos.

- **Extracción de Datos:** Se obtendrán los informes de "General Data" y "Material Takeoff" directamente desde el programa ETABS para ambos sistemas.
- **Matriz Comparativa:** Se elaborará una tabla comparativa estructurada que incluirá:
- **Variables de Rigidez:** Comparativa de derivas de piso (drift) y periodos fundamentales.
- **Variables de Esfuerzos:** Comparativa de cortante basal (V) y fuerzas en elementos críticos.
- **Variables Cuantitativas:** Comparativa directa del peso total de acero (toneladas) reportado por el software.
- **Evaluación de Optimización:** Se realizará un análisis de eficiencia donde se ponderará la capacidad de cada sistema para cumplir con los límites normativos de la NEC frente al costo por tonelaje de acero utilizado.

- **Conclusiones de la Comparativa:** Se sintetizarán las diferencias básicas para determinar qué sistema (SCBF o EBF) es técnicamente más apto y económicamente más eficiente para las condiciones específicas del bloque de aulas de la UPSE.

3.15. ESPECIFICACIONES DE LA NORMA AMERICANA ASCE 7-22.

En este apartado se procede a detallar de manera minuciosa las consideraciones analíticas y los criterios de diseño técnico estipulados por el estándar norteamericano ASCE 7-22, el cual proporciona el sustento conceptual indispensable para dimensionar edificaciones y diversas tipologías estructurales bajo un marco regulatorio internacional reconocido.

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

De acuerdo con las exigencias específicas de la norma (ASCE/SEI 7-22), resulta obligatorio clasificar toda edificación u obra civil en función del nivel de riesgo latente que representaría su colapso para la integridad de la vida humana, la salud pública y el bienestar colectivo, de esta manera se asigna a cada proyecto la categoría o categorías de riesgo más restrictivas que resulten aplicables según su uso operativo.

Tabla 7 Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo. Fuente: Tabla 1.5.1 del ASCE/SEI 7-22

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 un límite de cantidad establecido por los Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.	IV

Tabla 8 Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras -estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos. Fuente: 1.5.2 del ASCE/SEI 7-17

Categoría de riesgo	Factor de Importancia Sísmica, I _e
I	1
II	1
III	1.25
IV	1.5

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

Siguiendo los lineamientos del ASCE/SEI 7-22, se establece que tanto los componentes estructurales como sus cimentaciones se deben dimensionar asegurando que su resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos críticos producidos por las cargas mayoradas.

D: Carga muerta que representa el peso propio de los elementos estructurales y las cargas permanentes sobreimpuestas.

L: Carga viva o sobrecarga transitoria de uso.

S_x: Solicitación sísmica dinámica actuación en el sentido principal X.

S_y: Solicitación sísmica dinámica actuando en el sentido perpendicular Y.

Tabla 9 Combinaciones de carga de la estructura.

Nº DE COMBINACIÓN	ASCE 7-22
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 + 1.0S _x + 0.3S _y
COMBINACIÓN N°6	1.2D + 1.0L + 1.0S _x - 0.3S _y
COMBINACIÓN N°7	1.2D + 1.0L - 1.0S _x + 0.3S _y
COMBINACIÓN N°8	1.2D + 1.0L - 1.0S _x - 0.3S _y
COMBINACIÓN N°9	1.2D + 1.0L + 1.0S _y + 0.3S _x
COMBINACIÓN N°10	1.2D + 1.0L + 1.0S _y - 0.3S _x
COMBINACIÓN N°11	1.2D + 1.0L - 1.0S _y + 0.3S _x
COMBINACIÓN N°12	1.2D + 1.0L - 1.0S _y - 0.3S _x
COMBINACIÓN N°13	0,9D + 1,0S _x + 0,3S _y
COMBINACIÓN N°14	0,9D + 1,0S _x - 0,3S _y
COMBINACIÓN N°15	0,9D - 1,0S _x + 0,3S _y
COMBINACIÓN N°16	0,9D - 1,0S _x - 0,3S _y
COMBINACIÓN N°17	0,9D + 1,0S _y + 0,3S _x
COMBINACIÓN N°18	0,9D + 1,0S _y - 0,3S _x
COMBINACIÓN N°19	0,9D - 1,0S _y + 0,3S _x
COMBINACIÓN N°20	0,9D - 1,0S _y - 0,3S _x

3.15.3. Cargas muertas.

Tomando como base las especificaciones generales de la NEC-SE-CG, define las cargas permanentes como aquellas fuerzas gravitacionales que actúan de manera continua y constante sobre el esqueleto de la estructura, integrando bajo este concepto el peso propio de muros, tabiquerías, recubrimientos de piso, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas y cualquier maquinaria o artefacto que quede fijado permanentemente a la edificación.

3.15.4. Cargas vivas.

Bajo el marco de la misma normativa NEC-SE-CG, identifica la carga viva — comúnmente denominada sobrecarga de uso— como aquella solicitud variable cuyo valor numérico está directamente condicionado por la ocupación específica a la que se destinará el inmueble, estando constituida esencialmente por el peso dinámico de los usuarios, mobiliario, equipamientos tecnológicos, accesorios móviles y mercaderías temporales en transición. Fundamentos del ANSI/AISC 360-22.

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

A partir de las directrices del (ANSI/AISC 360-22), se efectuó la clasificación de las secciones sometidas a compresión axial dividiéndolas en esbeltas o no esbeltas, lo cual exige verificar que la relación ancho-espesor de los componentes comprimidos no supere los límites normativos. λ_r para evitar fenómenos de inestabilidad local prematura, de tal manera que si dicha relación excede el valor crítico, la sección pasa a catalogarse formalmente como esbelta.

Por otra parte, al evaluar los miembros solicitados a flexión, amplió la categorización en perfiles compactos, no compactos y esbeltas, determinando que para alcanzar la condición de compacidad total se requiere que las alas posean una conexión continua con el alma y que su relación geométrica no sobrepase el umbral. λ_{pag} ; en consecuencia, si la relación excede este parámetro pero se mantiene inferior a λ_r , la sección se define como no compacta, clasificándose definitivamente como esbelta en el caso de superar por completo este último límite.

Figura 12 Pandeo Local

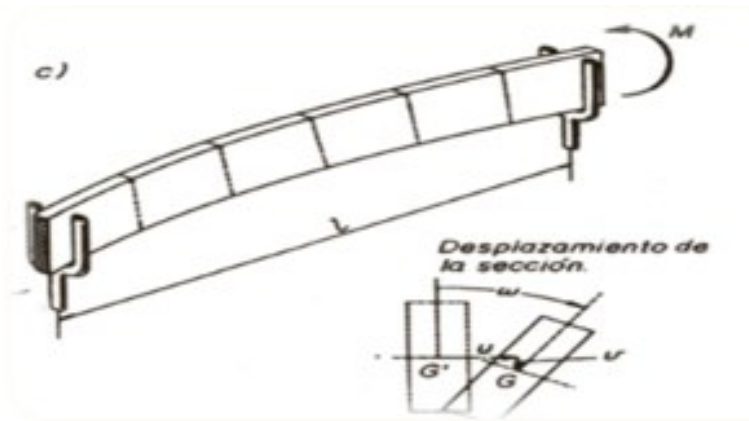
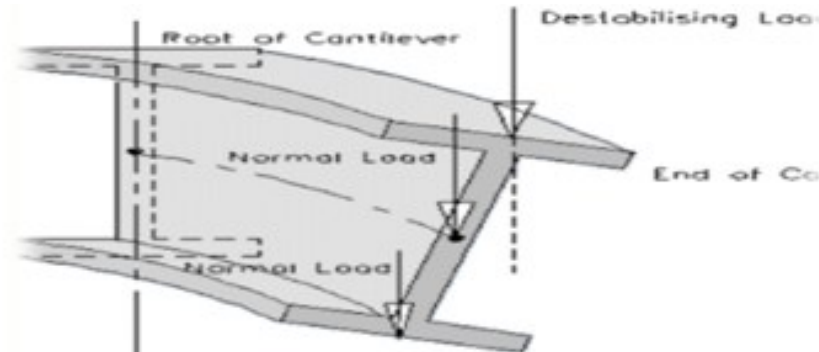


Figura 13 Pandeo lateral-torsional



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

Tabla 10 Diseño de viga. ALA del elemento

TABLE D1.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—All Members Except Diagonal Braces						
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example	
			λ_{nd} Highly Ductile Members	λ_{nd} Moderately Ductile Members		
7	(1) Flanges of rolled or built-up I-shaped sections	b/t d/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		
	(2) Flange and stem of rolled or built-up tees					
	(3) Flanges of rolled or built-up channels					
	(4) Legs of single angles or double angles					

Tabla 11 Diseño de viga-alma del elemento.

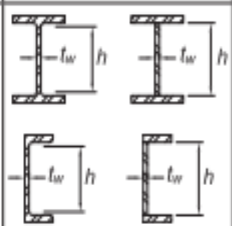
element	4	Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Tabla 12 Diseño de columna ALMA del elemento

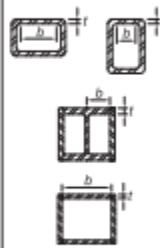
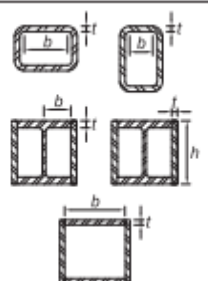
12	Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to flexure or combined axial and flexure (1) Flanges of rectangular HSS ^[a] (2) Flanges of boxed I-shaped sections (3) Flanges of box sections	b/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
----	---	-------	---------------------------------	---------------------------------	--

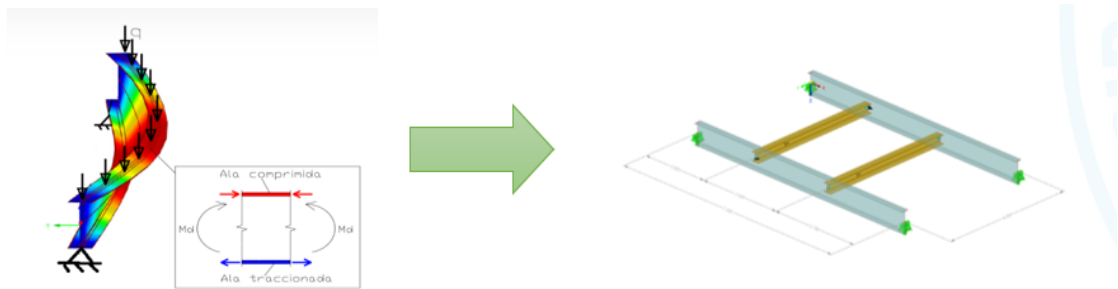
Tabla 13 Diseño de diagonales. ALMA del elemento

TABLE D1.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—Diagonal Braces					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
2	(1) Walls of rectangular HSS ^[a] (2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections (3) Walls of box sections	b/t h/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

3.15.7. LIMITE LB

Recordando la falla pandeo lateral-torsional ocurre en vigas y elementos que están sometidos a flexión. La solución es ubicar aceros longitudinales de manera perpendicular a la viga principal de perfil I esto funciona como apoyo a una distancia LB

Figura 14 Limite LB



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

En esta etapa del diseño, se determino que la capacidad o resistencia nominal a la flexión M_n se definirá adoptando el valor más crítico o menor que resulte de evaluar de forma conjunta los estados límites de fluencia y de pandeo lateral-torsional.

Ecuación 3. 1

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

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: $L_p < L_b \leq L_r$

Ecuación 3. 2

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

(c) Cuando: $L_b > L_r$

Ecuación 3. 3

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Ecuación 3. 4

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación 3. 5

$$L_r = 1.95 r_{es} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J * C}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * C}{S_x * h_o}\right)^2 * \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Dónde:

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

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

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

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

Ecuación 3. 6

$$r^2_{ts} = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}}$$

c = 1 para secciones I con simetría doble.

Iy: Momento de inercia sobre el eje y.

3.15.9. Límite del Ala y Alma

Límites del Ala

- $\lambda_{pf} = 0.30 * \sqrt{(E_s / f_y)} > b / t_f$ (Alta ductilidad)
- $\lambda_{rf} = 0,38 * \sqrt{(E_s / f_y)} > b / t_f$ (Compacto)

Límites del Alma

- $\lambda_p = 1,49 * \sqrt{(E_s / f_y)} > h / t$ (Alta ductilidad)
- $\lambda_p = 3,76 * \sqrt{(E_s / f_y)} > h / t$ (Compacto)

Radio de Giro Efectivo (rts)

- $r_{ts} = \sqrt{[(I_y * h_0) / (2 * S_x)]}$

Parámetro de esbeltez lateral (esb2)

- $esb2 = (L_b / r_{ts})^2$

Esfuerzo elástico base de Euler (fcr1)

- $f_{cr1} = (\pi^2 * E_s) / esb2$

Multiplicador por rigidez torsional (fcr2)

- $f_{cr2} = [1 + 0,078 * cte2 * esb2]^{0,5}$

Esfuerzo crítico de pandeo final (fcr)

- $f_{cr} = f_{cr1} * f_{cr2}^2$
- $f_{cr} \gg f_y$

3.15.10. DISEÑO DE COLUMNA Y DIAGONALES

Para el diseño de columnas y elementos en compresión (diagonales), se sigue un procedimiento basado en la estabilidad elástica e inelástica:

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo elástico (de Euler):

$$F_e = [\pi^2 * E] / (KL / r)^2$$

Verificación del límite de esbeltez:

A continuación, se chequea si el valor de F_e supera el esfuerzo de esbeltez crítico para determinar el régimen de falla:

$$F_e \leq 4,71 * \sqrt{(E_s / f_y)}$$

Determinación del esfuerzo crítico (F_{cr}):

Dependiendo del resultado anterior, se aplica una de las siguientes ecuaciones para obtener el esfuerzo crítico de pandeo:

Si no se cumple la fórmula :

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

De cumplirse la fórmula :

$$F_{cr} = (0.658 ^{(F_y / F_e)}) * F_y$$

Verificación de la capacidad nominal (Resistencia a compresión):

Finalmente, se debe asegurar que la capacidad de diseño sea mayor o igual a la carga último accionante:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde la resistencia nominal se calcula como:

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

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

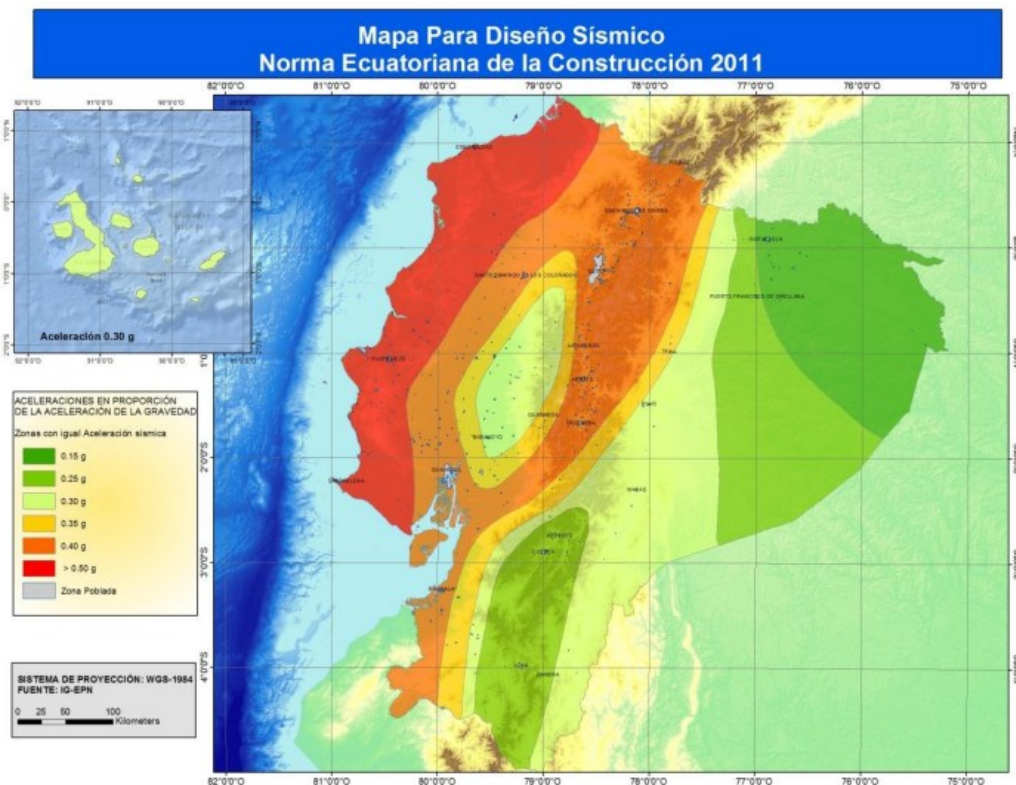
El desarrollo del análisis sísmico estructural se fundamenta de manera obligatoria bajo las directrices dictadas por la norma ecuatoriana NEC-SE-DS (2015), la cual provee a los ingenieros estructuristas las metodologías y exigencias mínimas para concebir edificaciones sismorresistentes seguras, habiendo seleccionado para este caso de estudio el procedimiento de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) mediante modelos matemáticos de análisis lineal elástico.

Bajo esta metodología, se programa el sismo de diseño tomando como referencia una amenaza sísmica asociada a un periodo de retorno de 475 años (lo cual equivale a una probabilidad anual de excedencia del 0.002 o un 10% de probabilidad de ser superado en un lapso de 50 años) con la firme intención de precautelar la vida de los ocupantes, se procedió a idealizar la estructura real mediante un sistema elástico equivalente que asume un 5% de amortiguamiento viscoso y cuyas propiedades de rigidez y periodo se estiman preliminarmente a partir de los espesores de las planchas de acero.

- **Determinación del espectro de diseño.**

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

Figura 15 Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor de zona.



Nota. Obtenido de figura 1 de (NEC-SE-DS, 2015).

3.15.12. Zonificación sísmica (Z).

Valiéndose de la cartografía oficial provista en la norma, se localizó geográficamente el proyecto para extraer el factor Z, el cual cuantifica la aceleración máxima esperada en roca expresada como una fracción directa de la gravedad terrestre.

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

Tabla 14 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	≥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

Nota. Obtenido de la Tabla 3 de (NEC-SE-DS).

Tabla 15 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	≥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

Nota. Obtenido de la Tabla 5 de (NEC-SE-DS)

En estricto cumplimiento con el apartado 3.2 de la norma (NEC-SE-DS, 2015), se evaluaron los efectos de sitio introduciendo los coeficientes de perfil del suelo que paso a describir seguidamente:

F_a: Coeficiente encargado de amplificar las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones en la región de períodos cortos, tomando en cuenta las condiciones locales del subsuelo.

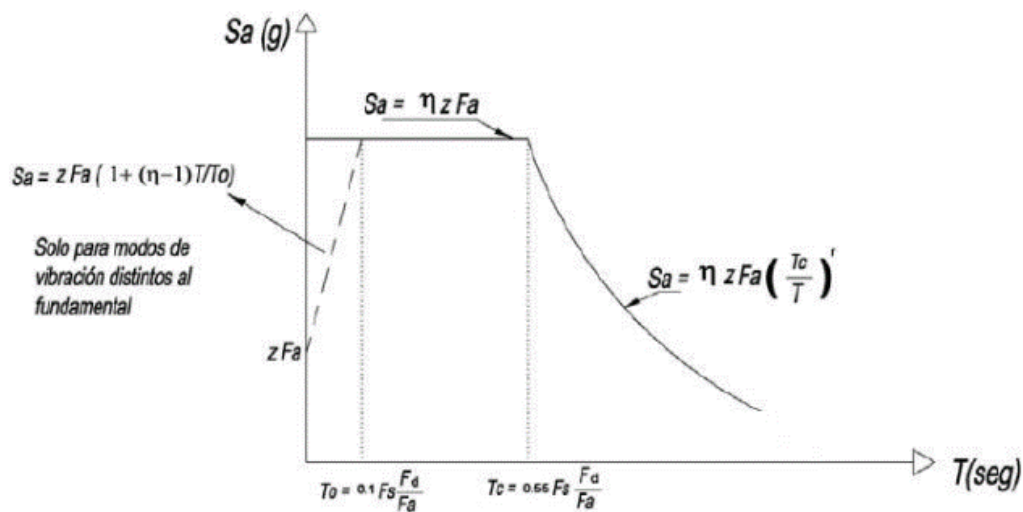
F_d: Factor de amplificación destinado a corregir las ordenadas del espectro elástico en la zona de desplazamientos de diseño, considerando la naturaleza geológica del emplazamiento.

F_s: Coeficiente técnico que evalúa el comportamiento no lineal de los estratos del suelo y la degradación del período del sitio, dependiendo directamente de la intensidad, el contenido de frecuencias de la excitación sísmica y los desplazamientos del terreno.

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

La determinación matemática del espectro elástico de aceleraciones S_a , el cual se expresa formalmente como una fracción de la gravedad g , resulta fundamental para establecer la pseudo-aceleración dinámica a la que estará sometida la estructura durante sus diferentes períodos de vibración, gobernándose operativamente mediante el uso de las siguientes ecuaciones según el rango temporal correspondiente:

Figura 16 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



Nota. Obtenido de Figura 3 de (NEC-SE-DS)

Ecuación 3. 7

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Cuando } T_0 \leq T \leq T_c$$

Ecuación 3. 8

$$a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^2 \quad \text{Cuando } T > T_c$$

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.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : 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.

Ecuación 3. 9

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

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.

Por otra parte, al efectuar un análisis dinámico modal espectral y con el propósito exclusivo de evaluar las respuestas de los modos de vibración superiores que difieren del modo fundamental, la norma estipula que para períodos menores a T_o el coeficiente S_a debe determinarse mediante la relación matemática:

Ecuación 3. 10

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

Ecuación 3. 11

$$T_c = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

3.15.15. Cortante basal de diseño (V)

En concordancia con los preceptos metodológicos expuestos en la sección 6.3.2 de la NEC-SE-DS, se calculó la fuerza cortante total actuante en la base de la edificación a nivel de cargas últimas para una dirección analítica específica, valiéndose para ello de la formulación general que presento a continuación:

Ecuación 3. 12

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

Donde:

V : Cortante basal total de diseño.

I : Coeficiente de importancia

Sa (Ta): 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.

3.15.16. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

En estricto apego a la sección 4.1 de la norma NEC-SE-DS, se realizó la clasificación del inmueble dentro de las categorías de uso establecidas para asignarle su coeficiente de importancia I, asegurando con esto un incremento controlado de la demanda sísmica de diseño para aquellas estructuras que, por su destino social o criticidad operativa, deben mitigar sus niveles de daño y garantizar su funcionamiento ininterrumpido durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 16 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 antiincendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de Ocupación especiales.	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan a 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

Nota. Obtenido de la Tabla 6 de (NEC-SE-DS)

3.15.17. Determinación del período de vibración T.

Con el objeto de obtener una estimación inicial razonable del período fundamental de vibración estructural T, se implementó el Método 1 desarrollado en la sección 6.3 de la

normativa ecuatoriana, permitiendo calcular las fuerzas sísmicas preliminares para el correcto predimensionamiento de los elementos y evaluando finalmente la ordenada espectral definitiva mediante la expresión:

Ecuación 3. 13

$$T = C_t h_n^\alpha$$

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 17 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

Nota. Obtenido de (Muñiz&Alarcón, 2019)

3.15.18. Factor de reducción de fuerza sísmica R .

De acuerdo con las bases conceptuales expuestas en la norma (NEC-SE-DS, 2015), el factor R introduce una reducción matemática de las fuerzas elásticas de diseño bajo la premisa de que la edificación y sus nudos posean un detallado adecuado que les permita disipar energía mediante mecanismos previsibles de deformación inelástica, concentrando el daño en zonas específicas que actúan como rótulas plásticas.

Al estar este valor condicionado por las características del sistema y las propiedades del suelo, y al haber seleccionado un Sistema Estructural Dúctil compuesto por pórticos de acero laminado en caliente o placas armadas, la norma prescribe de manera explícita la adopción de un coeficiente de reducción de fuerzas igual a $R = 8$.

Cabe recalcar que estas normas se reflejan en la (NEC-SE-DS, 2015) pero a su vez están relacionadas directamente con la norma americana en la Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7–22, estos valores reflejan un $R=6$ para SCBF y $R=8$ a EBF, por lo consiguiente esto es netamente teórico y los valores de R serán escogidos mediante criterio propio.

Tabla 18 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

Nota. Extracto de la tabla 15 de NEC-SE-DS (2015)

3.15.19. Carga sísmica reactiva W

El cálculo de la carga sísmica se basó estrictamente en la normativa ASCE/SEI 7-22, adoptando como peso sísmico efectivo la combinación $W = WD + 0.25 WL$ (Muñiz & Alarcón, 2019).

3.15.20. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_p y elevación ϕ_e

Consideré que una estructura es regular en planta y elevación siempre y cuando no caiga en ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en las Tablas 12 y 13 de la norma NEC-SE-DS (2015). En los casos en que la estructura presenta irregularidades, utilicé los coeficientes de configuración estructural para penalizar el diseño. Esto me pareció fundamental para reflejar adecuadamente el comportamiento deficiente que suele mostrar una estructura irregular ante un evento sísmico (Muñiz & Alarcón, 2019).

3.15.21. Coeficiente de regularidad en planta Φ_P

Para este trabajo de investigación, determiné que la estructura cuenta con un coeficiente de regularidad en planta de $\phi_P = 0.9$, el cual se encuentra penalizado debido a la Irregularidad en planta Tipo 2, según lo indicado en la tabla 13 de la norma NEC-SE-DS (2015).

3.15.22. Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E

El coeficiente de regularidad en elevación (ϕ_e) lo establecí de acuerdo con la tabla 11 de la norma NEC-SE-DS (2015). Para este modelo adopté un valor de $\phi_e = 1$, ya que la edificación posee una configuración en elevación totalmente recomendada (Muñiz & Alarcón, 2019).

3.15.23. Distribución de fuerzas verticales sísmicas laterales

Para realizar la distribución de las fuerzas verticales, tomé en cuenta el periodo de vibración de la estructura, aplicando los coeficientes K que se muestran a continuación:

Tabla 19 Coeficiente K

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

Nota. (Muñiz & Alarcón, 2019)

3.15.24. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales

Revisando la sección 12.8.3 de la norma ASCE/SEI 7-22, plantea que la distribución del cortante sísmico basal se efectúe mediante las ecuaciones 3.14 y 3.15. Con esto, la fuerza sísmica lateral (F_x) inducida en cualquier nivel se calcula a partir del coeficiente C_{vx} , el cual depende directamente de la altura del piso elevada al exponente K y de la masa del piso (Muñiz & Alarcón, 2019).

Ecuación 3. 14

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Ecuación 3. 15

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot H_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot H_i^k)}$$

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 desde la base hasta el nivel i o x .
- K : Exponente relacionado con el período de la estructura.

3.15.25. Distribución horizontal de fuerzas

De acuerdo con la norma ASCE 7-22, determina que el cortante sísmico para un piso cualquiera V_x se obtiene mediante la sumatoria de las fuerzas horizontales:

Ecuación 3. 16

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

Donde F_i es la fracción del cortante sísmico (V) producida en el nivel $i = x$.

3.15.26. Control de la deriva de piso (Derivas inelásticas máximas de piso ΔM)

Se entiende por deriva de piso a la deformación relativa que experimenta un nivel debido a las fuerzas horizontales por sismo o viento, calculada restando el desplazamiento del borde superior menos el inferior (Aguilar Mantilla, 2015). La norma NEC-SE-DS fija un límite máximo de respuesta en desplazamiento ΔM generado por el sismo de diseño. En la sección 6.3.9 de la NEC-SE-DS (2015) se especifica que el control se realiza calculando las derivas inelásticas a partir de un análisis elástico para luego compararlas con los límites permitidos (Muñiz & Alarcón, 2019):

Ecuación 3. 17

$$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$$

Donde ΔM es la deriva inelástica máxima y ΔE son las derivas elásticas calculadas con las fuerzas laterales reducidas. Verifiqué que se cumpla la condición:

$$\Delta M < \Delta \text{máxima permisible.}$$

Tabla 20 Valores de ΔM máximo permisible, expresados como fracción de la altura de piso

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

Nota. Tabla 7 de NEC-SE-DS, (Muñiz & Alarcón, 2019)

3.15.27. Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i

La sección 6.3.7 de la NEC-SE-DS (2015) indica que los efectos $P - \Delta$ corresponden a las repercusiones de segundo orden en las dos direcciones principales de la estructura, incrementando las fuerzas internas, momentos y derivas, por lo que deben evaluarse para garantizar la estabilidad global (Muñiz & Alarcón, 2019). El índice de estabilidad Q_i para el piso i se calcula mediante:

Ecuación 3. 18

$$Q_i = (P_i \cdot \Delta_i) / (V_i \cdot h_i)$$

Donde P_i es la suma de la carga vertical total sin mayorar del piso i y superiores, Δ_i es la deriva del piso, V_i el cortante sísmico del piso i , y h_i la altura de entrepiso. Para cumplir con la norma, verifiqué que $Q_i \leq 0.30$.

3.15.28. Bases Generales para diseño de Pórticos Especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) según norma AISC 341-22

3.15.28.1. Análisis

Para las vigas y columnas, se determinó la resistencia requerida usando las combinaciones de carga con la acción sísmica amplificada E_m . Los dos escenarios más desfavorables: cuando las riostras desarrollan su resistencia esperada a compresión y tracción, y cuando las traccionadas alcanzan su resistencia esperada mientras que las comprimidas operan con su resistencia de post-pandeo (ANSI/AISC 341-22).

3.15.28.2. Riostras

Se verificó que la esbeltez de las riostras cumpla estrictamente con la condición:

Ecuación 3. 19

$$KL / r \leq 200 .$$

En secciones armadas, se controló el espaciamiento de las placas de costura para que la esbeltez individual no supere el 40% de la esbeltez global (ANSI/AISC 341-22), evitando el uso de pernos en el cuarto central donde se forma la rótula plástica (Proaño Sarango, 2014).

3.15.28.3. Relación anchura-espesor

Se aseguro que las columnas y riostras cumplan con los requisitos de ductilidad elevada (relaciones anchura-espesor menores a λ_{hd}), mientras que las vigas se verificaron como elementos de ductilidad moderada (λ_{md}). Esto permitió prevenir fallas frágiles por pandeo local y asegurar un correcto desempeño de la estructura (Proaño Sarango, 2014).

3.15.29. Requerimientos especiales para arriostramientos en V y V invertida

Para los pórticos en V y V invertida, se contemplo que las vigas sean continuas entre columnas y se arriostren lateralmente como elementos de ductilidad moderada, evitando problemas torsionales y daños severos en la zona central de conexión (Crisafulli, 2018).

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

Estos pórticos se trabajaron bajo un factor de modificación de respuesta $R = 8$ (ANSI/AISC 341-22). El diseño por capacidad me permitió definir un mecanismo claro de deformación plástica en el enlace, garantizando una excelente combinación de alta rigidez lateral y disipación de energía (Proaño Sarango, 2014; Carrillo, 2016).

3.15.30.1. Rigidez lateral

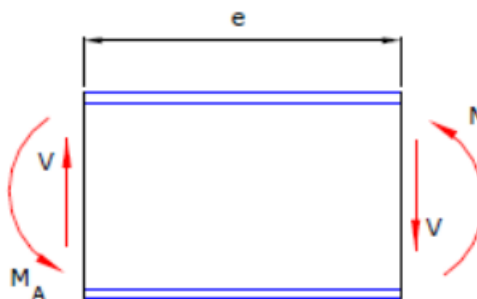
La rigidez lateral depende directamente de la longitud del enlace (e_o). Mediante la condición de fluencia balanceada:

Ecuación 3. 20

$$e_o = 2M_p / V_p$$

Se clasificaron los enlaces cortos (donde predomina el corte) y los enlaces largos (donde predomina la flexión) (Proaño Sarango, 2014; Crisafulli, 2018).

Figura 17 Diagrama de cuerpo libre del enlace.



Nota. (Crisafulli, 2018).

Donde:

M_p : Momento de plastificación del enlace

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

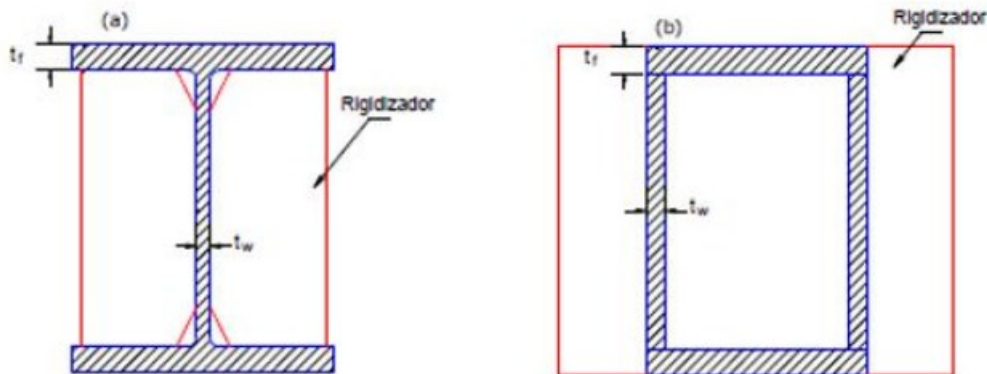
A_{tw} se determina según las siguientes expresiones:

$A_{tw} = (d - 2t_f)t_w$ 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

Figura 18 Secciones usuales para el enlace: (a) sección I y b) sección cajón, ambas con rigidizadores verticales.



Nota. Figura 6-9 de (Crisafulli, 2018).

3.15.30.2. Resistencia del enlace

Se calcula la resistencia de diseño a corte del enlace evaluando los estados límites de fluencia por corte en el alma y plastificación por flexión (Proaño Sarango, 2014; Crisafulli, 2018).

Fluencia por corte:

Cuando: $P_u / P_y \leq 0.15$, aplicando

Ecuación 3. 21

$$V_n = V_p$$

Fluencia por flexión:

Ecuación 3. 22

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e}$$

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:

Ecuación 3. 23

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

Fluencia por flexión:

Ecuación 3. 24

$$V_n = 2 \frac{M_p}{e} \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right)^2$$

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

$$\phi_v = 0.90$$

3.15.30.3. Resistencia lateral del pórtico

La resistencia lateral en enlaces cortos está regida por el mecanismo de corte y es independiente de la longitud del enlace, mientras que en enlaces largos la plastificación por flexión hace que la resistencia disminuya de forma inversamente proporcional a dicha longitud.

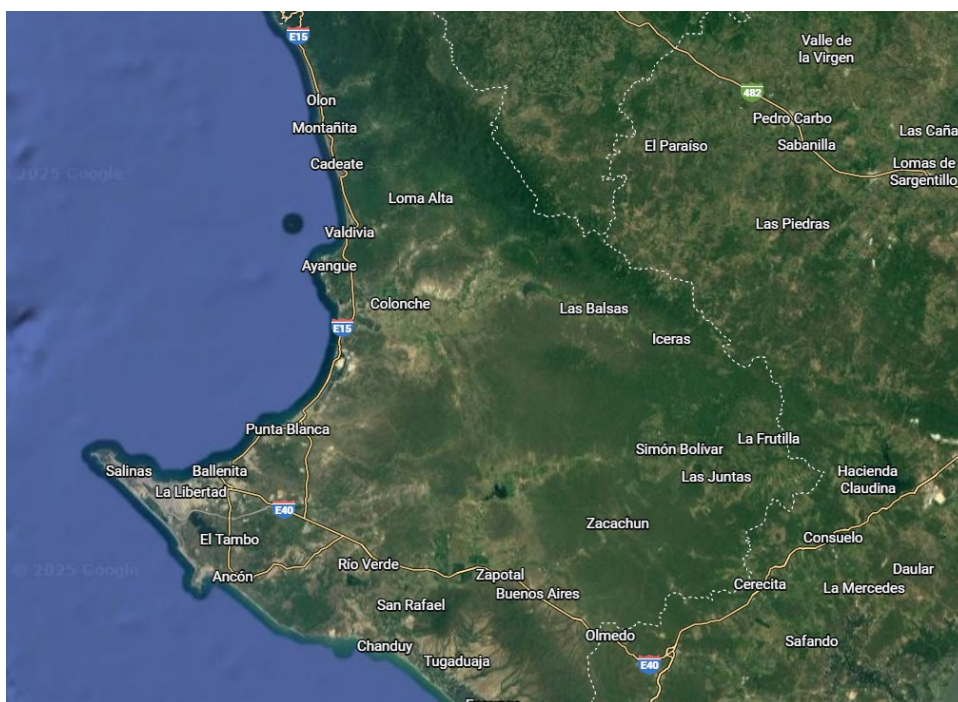
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La finalidad del presente capítulo es desarrollar e implementar el marco práctico y analítico para el diseño, modelación y evaluación sismorresistente del bloque de aulas de la UPSE. Para ello, se aplica de forma rigurosa el procedimiento de Diseño por Capacidad bajo los lineamientos normativos del código norteamericano AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) , utilizando el software de elementos finitos ETABS.

4.1 UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO

El proyecto funciona en los terrenos de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE), que se encuentra en el cantón La Libertad de la provincia de Santa Elena. La subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana confiere a esta región una alta peligrosidad sísmica, lo que obliga a un diseño riguroso bajo los parámetros de la norma NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) y las provisiones del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) dentro del modelado en ETABS (Computers and Structures, 2016).

Figura 19 Mapa de la Provincia de Santa Elena.



Nota. Google Maps.

4.2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Estructuralmente, el edificio está proyectado en acero estructural y presenta una elevación total de tres (4) plantas (Planta Baja y tres Niveles Altos), una tipología estándar para edificaciones de uso educativo que buscan optimizar el espacio en el campus universitario.

La modulación de los pórticos se define a partir de una retícula ortogonal que busca la regularidad estructural en la medida de lo posible, un factor clave para el correcto desempeño sismorresistente bajo los criterios de la NEC-15 y el código AISC 341-22:

- Sentido Longitudinal (Eje X): Está constituido por tramos típicos con luces de 4.50 m entre los ejes extremos, y tramos centrales de transición con luces de 1.75 m y 2.75 m, sumando un frente total de 45.00 m. Esta alternancia de luces proporciona la flexibilidad necesaria para el planteamiento de los marcos sismorresistentes objeto de esta comparativa.
- Sentido Transversal (Eje Y): La estructura se compone de una luz menor de 2.00 m (entre los Ejes 1 y 2) y una luz mayor de 6.00 m (entre los Ejes 2 y 3), además de la proyección central del módulo posterior de 2.75 m.

Tabla 21 Dimensiones en ejes X e Y de la edificación.

NIVEL	DIRECCION Y (N-S)	DIRECCION X (E-O)
1, 2, 3 y 4	Luces de 2.75 + 6 + 2	Luces de $(4.50*8) + (1.75*2) + (2.75*2)$
Total, en dirección X, Y	Longitud = 10.75m	Longitud = 45.00m

Figura 20 Modelo arquitectónico de pisos para edificio de servicios académicos.

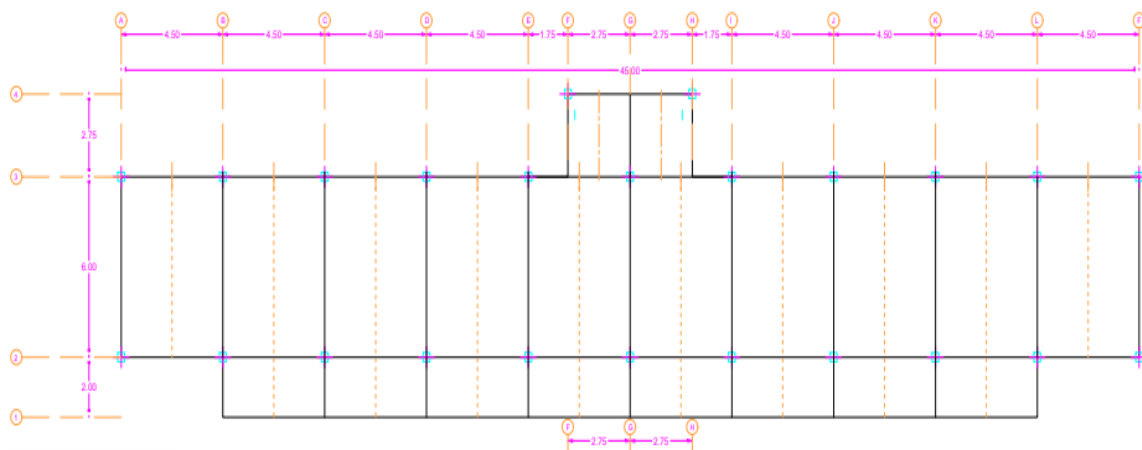
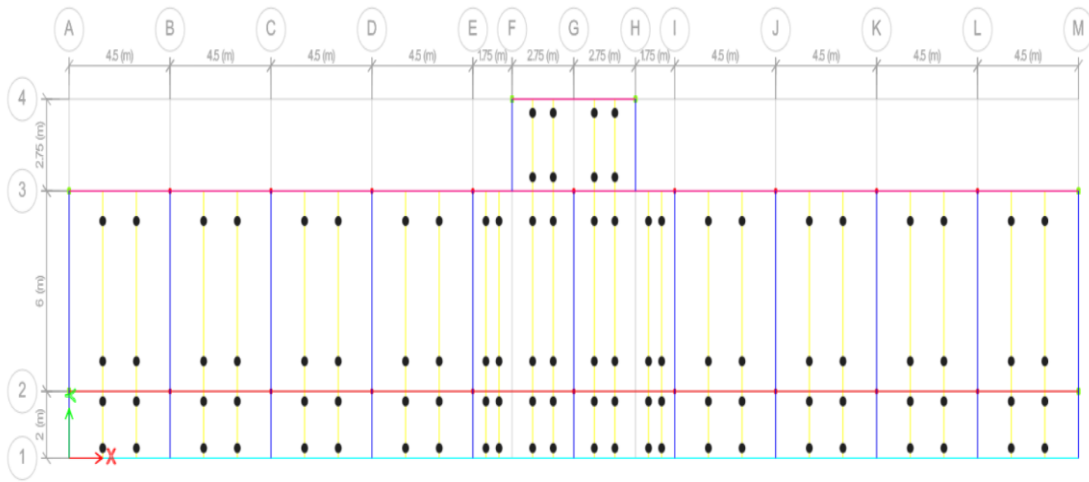


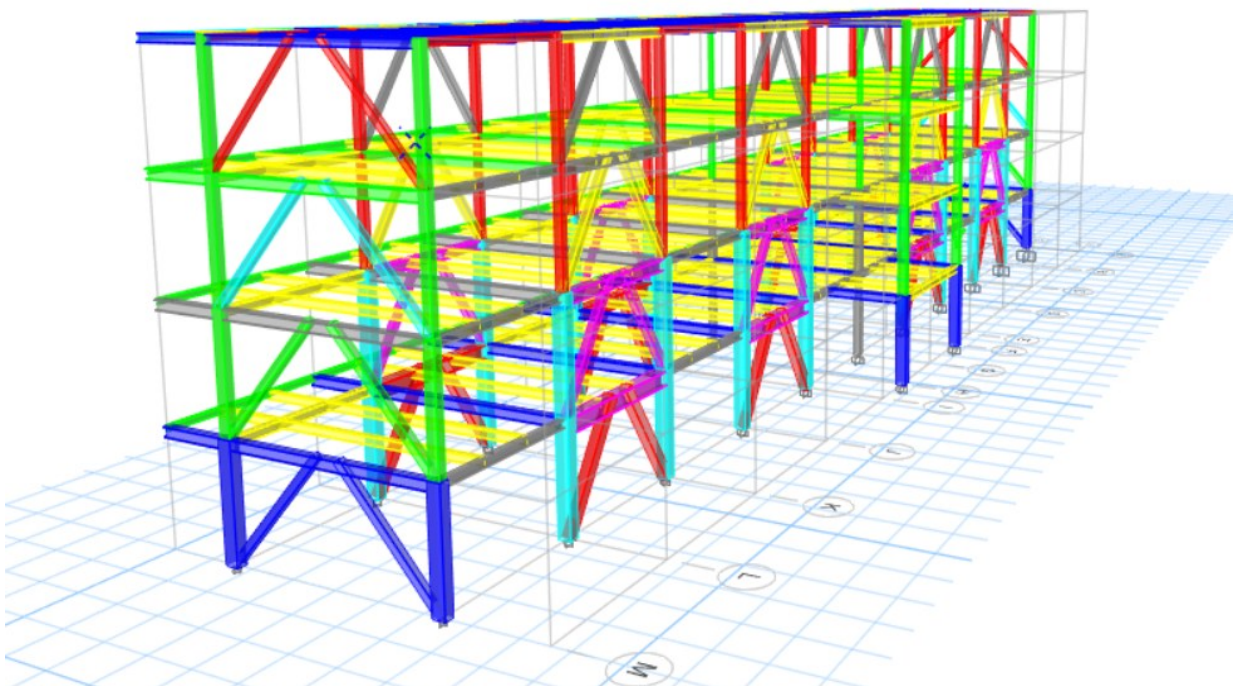
Figura 21 Modelo arquitectónico en planta con vigas secundaria.



Nota. Extraído por ETABS

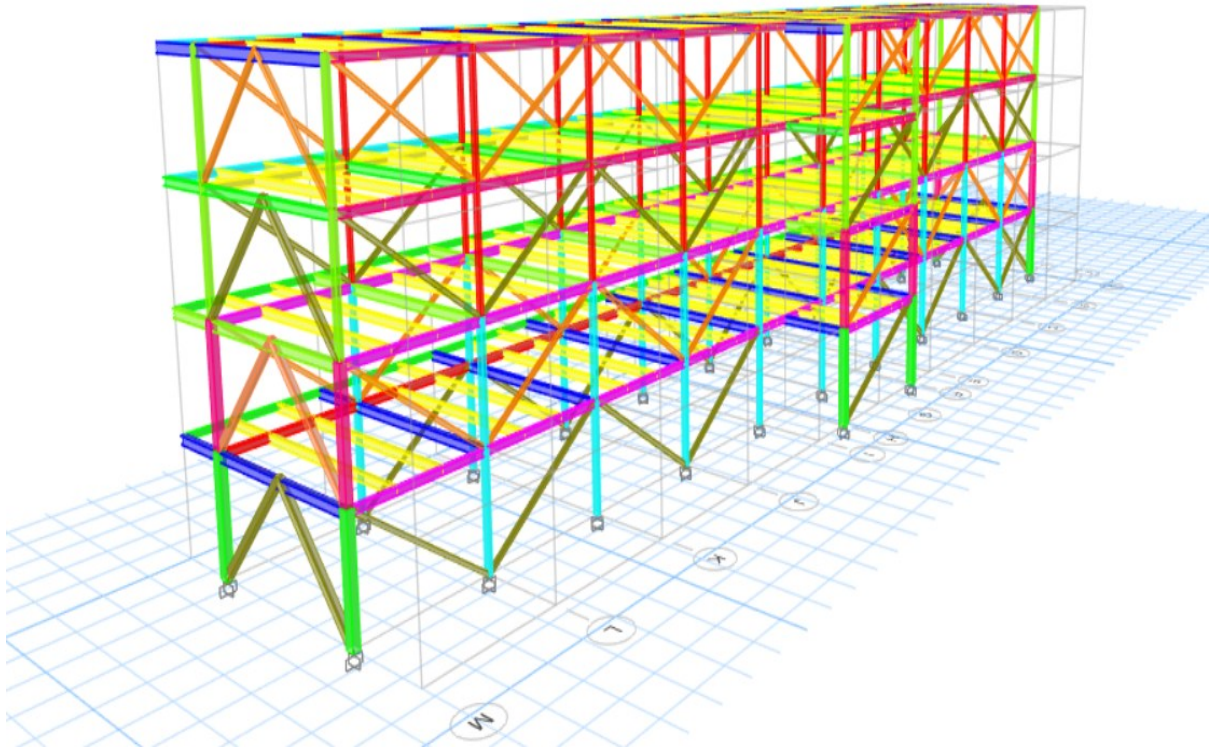
El sistema se organiza mediante una retícula de ejes que definen luces de 4.5 metros en la mayoría de sus vanos principales, integrando una geometría diferenciada en la parte central entre los ejes F, G y H. Este esquema sirve como base para el modelamiento en software estructural, permitiendo realizar el análisis comparativo entre sistemas de marcos contraventados concéntricos (SCBF) y excéntricos (EBF) bajo los lineamientos de diseño sísmico del código AISC 341-22.

Figura 22 Caso de estudio: Modelado de pórticos arriostrados excéntrico EBF.



Nota. Extraído por ETABS

Figura 23 Caso de estudio: Modelado de pórticos arriostrados concéntricos SCBF.



Nota. Extraído por ETABS.

4.3 Perfil de Sitio

Para evaluar los efectos de sitio y la amplificación de las ondas sísmicas en la base de la estructura según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015), consideré indispensable determinar con precisión el tipo de perfil de suelo para el análisis computacional en ETABS (Computers and Structures, 2016), aplicando las provisiones del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) para los bloques de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, basándome en las correlaciones geotécnicas y en los registros de ensayos de penetración estándar (SPT) más los valores característicos de velocidad de onda de corte de la península de Santa Elena, clasifiqué el sitio donde se construirá el bloque de aulas de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (2026) en el cantón La Libertad como un perfil de suelo tipo D.

Tabla 22 Datos clave para configurar el espectro sísmico de diseño según la NEC 2015 (NEC-SE-DS).

CIUDAD
LA LIBERTAD
PROVINCIAS
SANTA ELENA
FACTOR DE ZONIFICACIÓN
0.5
TIPO DE SUELO
D
REGIÓN
PROVINCIA DE LA COSTA (EXCEPTO ESMERALDAS)

Tabla 23 Coeficientes espectrales para el suelo de diseño.

Datos	
Z	0.5
H	1.8
R	1
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.4
To	0.139
Tc	0.763

Tabla 24. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	VEASE LA TABLA 2: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION 10.5.4.					

Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015).

Tabla 25. Fd: factor de ampliación del suelo.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	VEASE LA TABLA 2: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION 10.6.4.					

Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015).

Tabla 26. Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	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
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	VEASE LA TABLA 2: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION 10.6.4.					

Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015).

Tabla 27. η : Relación de amplificación espectral según la región del Ecuador

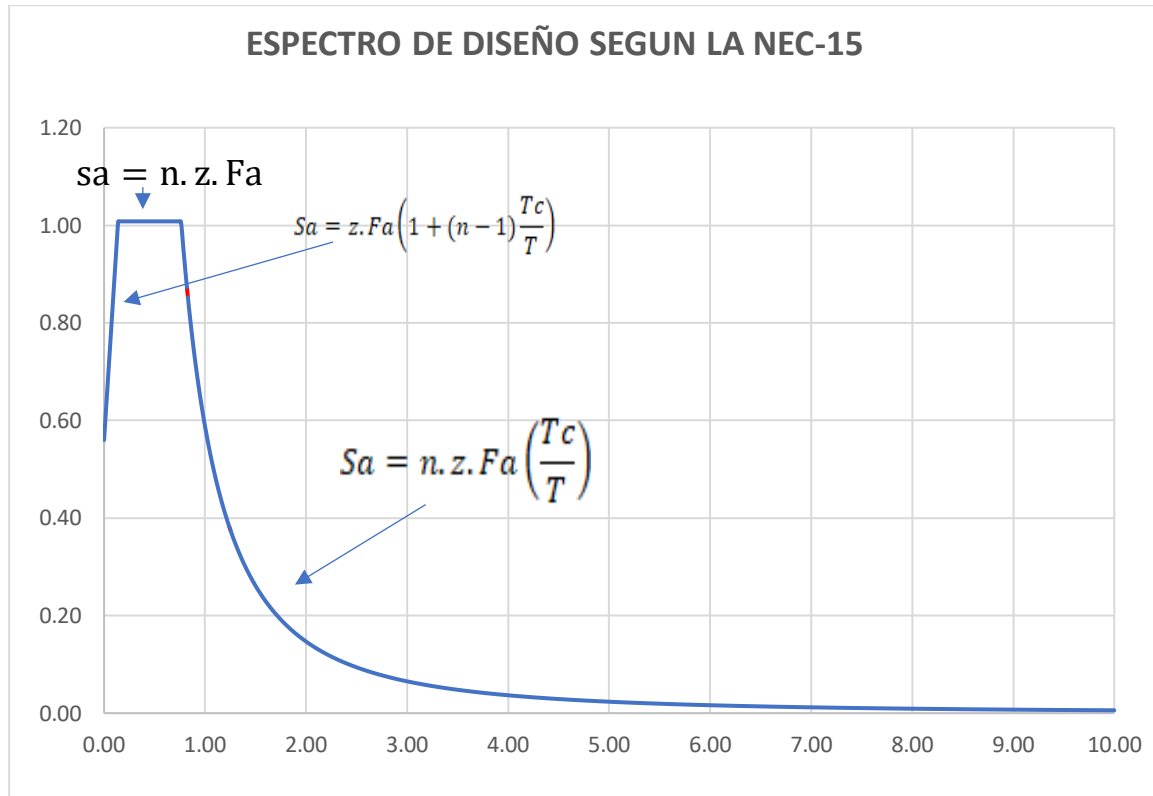
$\eta =$	RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL
PROVINCIA DE LA COSTA (EXCEPTO ESMERALDAS)	1.8
PROVINCIAS DE LA SIERRA, ESMERALDAS Y GALAPAGOS	2.48
PROVINCIAS DEL ORIENTE	2.6

4.4 ESPECTRO DE ACELERACIÓN MÁXIMA

Tabla 28 Espectro de aceleración máxima

$S_a = n * z * F_a$		1.008	$S_a = \eta * z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$
S_a		1.59	1.5860412

Figura 24 Espectro de diseño



4.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA R

Para reflejar la ductilidad, resistencia y amortiguamiento inelástico de la estructura para disipar la energía de un sismo severo, se empleó el factor de reducción de respuesta sísmica (R), el cual reduce metodológicamente las fuerzas sísmicas elásticas obtenidas del espectro de diseño para lograr un dimensionamiento económico y seguro basado en el comportamiento inelástico controlado de los elementos, tal como lo establece la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) bajo los criterios de estructuración y detallado del código AISC 341-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) dentro del modelado en ETABS (Computers and Structures, 2016) para el proyecto de la Universidad Estatal Península de Santa Elena.

4.5.1 Sistema de Pórticos Arriostrados Concéntricos Especiales (SCBF)

Para el primer modelo se utiliza un factor de $R = 6$ según el ASCE/SEI 7-22, ya que los pórticos SCBF disipan energía a través de la tracción y el pandeo controlado de sus diagonales; al tratarse de un sistema muy rígido pero con menor deformación inelástica global, el código requiere el diseño para fuerzas sísmicas mayores.

Tabla 29 Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7–22

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω _o ^f	Deflection Amplification Factor, C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,m}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^l	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^l	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^h	40 ^h	40 ^h
6. Ordinary precast shear walls ^l	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1 and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 ⁱ	35 ⁱ	NP ^j

4.5.2 B. Sistema de Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF)

Para este modelo, se adoptó un factor de $R = 8$ según el ASCE/SEI 7–22. La norma asigna el máximo nivel de reducción para estructuras de acero a este sistema debido a su excelente desempeño y ductilidad. En los pórticos EBF, la disipación de energía se concentra de forma masiva y ordenada en un elemento fusible denominado enlace (link), el cual fluye por corte o flexión, protegiendo al resto de la estructura y permitiendo una deformación inelástica superior sin llegar al colapso (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 30 Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7–22

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω_o^f	Deflection Amplification Factor, C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _s (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	P ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{l,m}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^l	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^l	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^h	40 ^h	40 ^h
6. Ordinary precast shear walls ^l	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¾	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1 and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	3	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 ⁱ	35 ⁱ	NP ^j

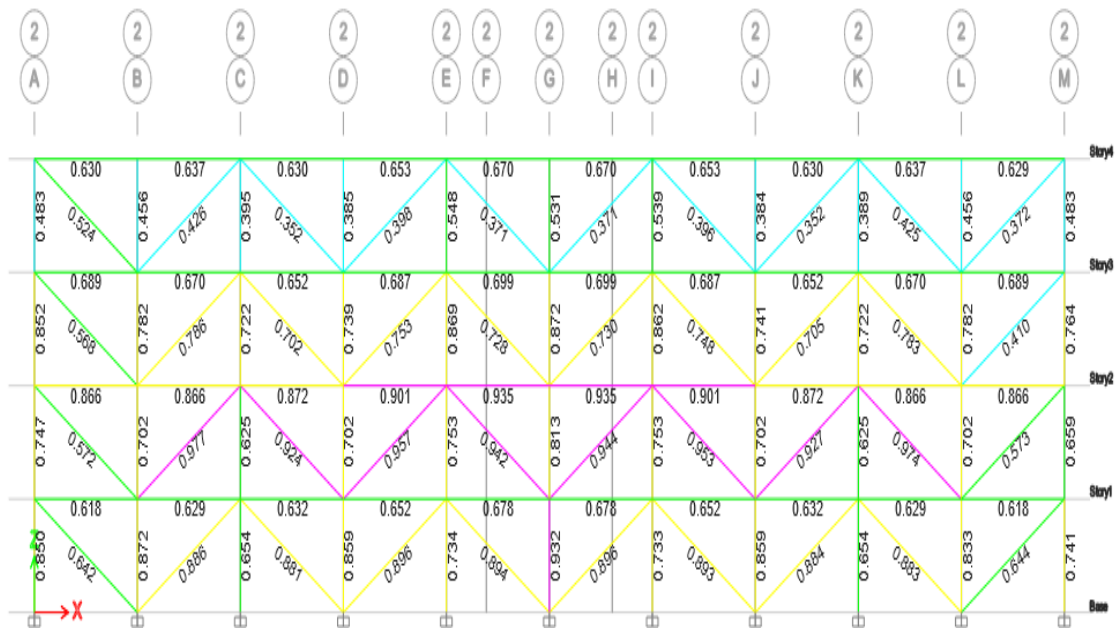
4.6 ANALISIS DE RESULTADOS DE O.E1: Elaborar el primer modelo estructural del bloque de aulas bajo la alternativa de Pórticos Concéntricos Especiales (SCBF), a través del software ETABS, para obtener las derivas y torsiones del mismo.

Para el primer modelo, se adopta un factor de R = 6. La norma asigna a los SCBF por que posee una capacidad de disipación de energía moderadamente alta mediante el

comportamiento inelástico de las diagonales (fluencia en tracción y pandeo controlado en compresión). Pero, esta capacidad de disipar energía es menor a los arrostramientos excéntricos .(ASCE 7-22)

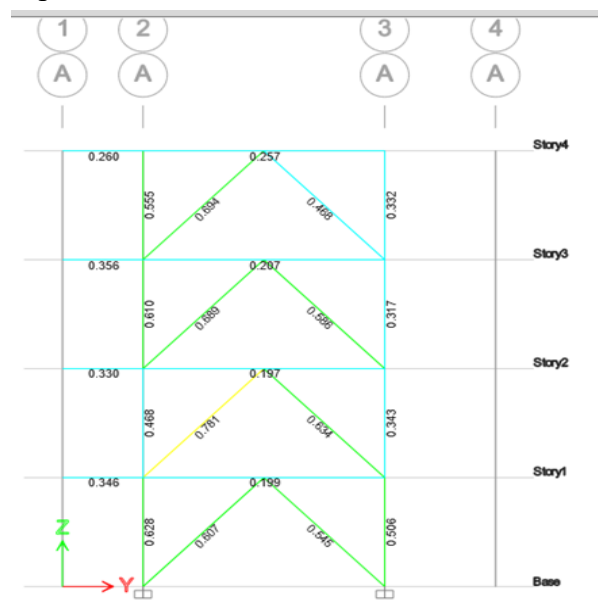
Durante el proceso de diseño se adoptó de una diagonal inclinado por cada vano continua como se muestra en la figura:

Figura 25 Elevación del pórtico crítico con arriostramiento dirección X(SCBF)



Nota. Extraído del etabs

Figura 26 Elevación del pórtico crítico con arriostramiento dirección Y (SCBF).



Nota. Extraído del etabs

4.6.1 CORTANTE BASAL EBBF

Con un factor de reducción de respuesta sísmica $R = 6$, establecido por la norma ASCE 7-22 para estructuras de acero con sistema de pórticos arriostrados concéntricos (SCBF) (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 31. Factores y coeficientes estructurales para el edificio de estudio.

Factores y Coeficientes	Valor
I	1.3
R (SCBF)	6
ϕP	0.9
ϕE	1
Sa	1,008

Tabla 32: Peso total de la estructura con los diagonales concéntricos SCBF.

TABLE: Story Forces			
Story	Output Case	Location	P
			Tonf
Story4	CM	Bottom	86.6914
Story4	D	Bottom	100.8737
Story4	L	Bottom	26.7764
Story3	CM	Bottom	261.2746
Story3	D	Bottom	292.5468
Story3	L	Bottom	101.8014
Story2	CM	Bottom	435.8577
Story2	D	Bottom	485.5373
Story2	L	Bottom	176.8264
Story1	CM	Bottom	610.4409
Story1	D	Bottom	679.4995
Story1	L	Bottom	251.8514

Nota. Tomado de Software Etabs.

Conforme a los lineamientos de la norma NEC-SE-DS (2015) “Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente”, el peso sísmico de la edificación se calcula considerando el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, valores que sirven de base para la determinación del cortante basal de diseño.

Tabla 33 Peso sísmico para diseño.

D	L	D+0.25L
Ton	Ton	Ton
100.8737	26.7764	107.6
191.7	75.025	210.4
192.9905	75.025	211.7
193.9622	75.025	212.7

Nota. Tomado de Software Etabs.

Con el fin de obtener mayor precisión en el período fundamental de la estructura, este fue extraído directamente del software ETABS mediante un análisis modal, su configuración considera tres modos de vibración por nivel de piso. La participación modal de masa acumulada debe alcanzar el 90% como mínimo, la acumulación de masa en todas las dirección cumple con 100% de su participación.

En edificaciones de configuración simétrica y regular, los modos de vibración se presentan secuencialmente en las direcciones X, Y y Z. Pero, la edificación analizada presenta una irregularidad en planta, dado que la dimensión en el eje X es considerablemente mayor mas de 7 veces que la dimensión en el eje Y, lo que confiere mayor flexibilidad en dicha dirección. Como consecuencia, el primer modo de vibración corresponde a una traslación en el eje Y con una participación de masa del 80.52%, el segundo modo corresponde a una traslación en el eje X con 72.96%, y el tercer modo es de carácter rotacional en torno al eje Z con participación de masa 69.07%.

Tabla 34 Periodo de vibración modal.

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		Sec			
Modal	1	0.402	0.00%	80.52%	0.00%
Modal	2	0.24	72.96%	0.00%	12.64%
Modal	3	0.226	13.23%	0.00%	69.07%
Modal	4	0.158	0.00%	13.27%	0.00%
Modal	5	0.105	0.00%	3.78%	0.00%
Modal	6	0.091	1.62%	0.00%	10.40%
Modal	7	0.085	8.33%	0.00%	2.11%
Modal	8	0.08	0.00%	2.42%	0.00%
Modal	9	0.062	0.69%	0.00%	2.74%
Modal	10	0.058	2.21%	0.00%	0.86%
Modal	11	0.05	0.77%	0.00%	0.41%
Modal	12	0.047	0.18%	0.00%	1.78%
		TOTAL	100.00%	100.00%	100.00%

Nota. Tomado de Software Etabs.

Una vez determinados el peso sísmico y el período fundamental extraído del software ETABS, se procede al cálculo de las fuerzas laterales en cada dirección de análisis X e Y verificando posteriormente que los valores obtenidos en ambas direcciones iguales o no.

Tabla 35. Cortante basal sistema SCBF dirección X y Y.

PISO	h_i m	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	Fi ton
4	12	107.6	1290.814	0.25	45.661
3	9	210.4	1893.864	0.37	66.994
2	6	211.7	1270.481	0.25	44.942
1	3	212.7	638.155	0.13	22.574
total					180.171

La Tabla 35 resume la distribución de las fuerzas laterales sísmicas por nivel para el sistema SCBF, obtenida a partir de un cortante basal total de 180.17 ton. Analizando los resultados, se nota claramente cómo el sismo castiga de forma distinta a cada altura: a pesar de que los pisos típicos (niveles 1 al 3) cargan con un peso mucho mayor, en comparación con la cubierta, es el piso 3 el que absorbe la mayor fuerza lateral (66.99 ton). Esto ocurre porque la norma castiga o pondera la altura elevada al exponente $k(h_i^k)$, reflejando el efecto de "látigo" o amplificación inercial que sufren las estructuras en altura. Estas fuerzas son las que después metemos al modelo para comprobar que las diagonales y columnas aguanten el empuje de la estructura.

4.7 DERIVAS Y TORSIONES

Se verifica que las derivas inelásticas obtenidas no excedan los límites permitidos, asegurando así la integridad global del sistema estructural.

Por otro lado, la inclusión de la excentricidad accidental del 5% es un requisito crítico para capturar los efectos de torsión dinámica, los cuales pueden amplificar significativamente los desplazamientos en los elementos perimetrales del bloque de aulas. Este enfoque permite evaluar la respuesta del edificio ante la rotación inducida por la falta de coincidencia entre el centro de rigidez y el centro de masa. Finalmente, la tabulación de estos valores en los nodos críticos —definidos preferencialmente en las esquinas de la edificación— proporciona la información necesaria para ajustar la configuración de los contraventeos (EBF o SCBF), permitiendo optimizar la rigidez lateral y el comportamiento sísmico del modelo propuesto.

Tabla 36 Derivas del edificio sistema SCBF dirección X.

Story	Label	Output								Deriva	< 2% "NEC-15"
			U1=Ux	U2=Uy	U	ΔE	hx	Δe i	inelástica		
									ΔM		
		Case	m	m	m	m	m	m/m	√I = 0.75*R*ΔE		
Story4	1	sS.Ex	0.005382	-0.000724	0.005	0.001	3	0.00027	0.12%	SI CUMPLE	
Story4	2	sS.Ex	0.005382	-0.00058	0.005	0.001	3	0.00027	0.12%	SI CUMPLE	
Story4	14	sS.Ex	0.005575	-0.000724	0.006	0.001	3	0.00028	0.13%	SI CUMPLE	
Story4	15	sS.Ex	0.005575	-0.00058	0.006	0.001	3	0.00028	0.13%	SI CUMPLE	
Story4	27	sS.Ex	0.005639	-0.000724	0.006	0.001	3	0.00029	0.13%	SI CUMPLE	
Story4	28	sS.Ex	0.005639	-0.00058	0.006	0.001	3	0.00028	0.13%	SI CUMPLE	
Story4	40	sS.Ex	0.005294	-0.00009	0.005	0.001	3	0.00026	0.12%	SI CUMPLE	
Story3	1	sS.Ex	0.004594	-0.000568	0.005	0.001	3	0.00045	0.20%	SI CUMPLE	
Story3	2	sS.Ex	0.004594	-0.000454	0.005	0.001	3	0.00045	0.20%	SI CUMPLE	
Story3	14	sS.Ex	0.004745	-0.000568	0.005	0.001	3	0.00047	0.21%	SI CUMPLE	
Story3	15	sS.Ex	0.004745	-0.000454	0.005	0.001	3	0.00046	0.21%	SI CUMPLE	
Story3	27	sS.Ex	0.004796	-0.000568	0.005	0.001	3	0.00047	0.21%	SI CUMPLE	
Story3	28	sS.Ex	0.004796	-0.000454	0.005	0.001	3	0.00047	0.21%	SI CUMPLE	
Story3	40	sS.Ex	0.004525	-0.00007	0.005	0.001	3	0.00043	0.20%	SI CUMPLE	
Story2	1	sS.Ex	0.003266	-0.000366	0.003	0.002	3	0.00058	0.26%	SI CUMPLE	
Story2	2	sS.Ex	0.003266	-0.000292	0.003	0.002	3	0.00058	0.26%	SI CUMPLE	
Story2	14	sS.Ex	0.003364	-0.000366	0.003	0.002	3	0.00060	0.27%	SI CUMPLE	
Story2	15	sS.Ex	0.003364	-0.000292	0.003	0.002	3	0.00060	0.27%	SI CUMPLE	
Story2	27	sS.Ex	0.003396	-0.000366	0.003	0.002	3	0.00061	0.27%	SI CUMPLE	
Story2	28	sS.Ex	0.003396	-0.000292	0.003	0.002	3	0.00061	0.27%	SI CUMPLE	
Story2	40	sS.Ex	0.003222	-0.000045	0.003	0.002	3	0.00057	0.26%	SI CUMPLE	
Story1	1	sS.Ex	0.001524	-0.000165	0.002	0.002	3	0.00051	0.23%	SI CUMPLE	
Story1	2	sS.Ex	0.001524	-0.000132	0.002	0.002	3	0.00051	0.23%	SI CUMPLE	
Story1	14	sS.Ex	0.001568	-0.000165	0.002	0.002	3	0.00053	0.24%	SI CUMPLE	
Story1	15	sS.Ex	0.001568	-0.000132	0.002	0.002	3	0.00052	0.24%	SI CUMPLE	
Story1	27	sS.Ex	0.001583	-0.000165	0.002	0.002	3	0.00053	0.24%	SI CUMPLE	
Story1	28	sS.Ex	0.001583	-0.000132	0.002	0.002	3	0.00053	0.24%	SI CUMPLE	
Story1	40	sS.Ex	0.001504	-0.00002	0.002	0.002	3	0.00050	0.23%	SI CUMPLE	

Nota. Obtenido del ETABS

La tabla resume el control de derivas inelásticas para el sistema SCBF bajo el sismo en dirección X, evaluado en los puntos más críticos de cada nivel. Al aplicar el factor de amplificación correspondiente exigido por la norma, se comprueba que las máximas distorsiones de piso apenas alcanzan un rango entre 0.12% y 0.27%. Dado que estos valores se encuentran muy por debajo del límite máximo permisible del 2% establecido por la NEC, se corrobora que la estructura posee la rigidez lateral adecuada y cumple satisfactoriamente con los parámetros de seguridad frente a desplazamientos excesivos.

Tabla 37 Derivas del edificio sistema SCBF dirección Y.

Story	Label	Output Case	U1=Ux m	U2=Uy m	U m	ΔE m	hx m	Δe i m/m	Deriva	< 2% "NEC-15"
									inelástica ΔM	
									ΔM = 0.75*R*ΔE	
Story4	1	sS.Ey	0.000365	0.027691	0.028	0.006	3	0.00207	0.60%	SI CUMPLE
Story4	2	sS.Ey	0.000365	0.027246	0.027	0.006	3	0.00204	0.59%	SI CUMPLE
Story4	14	sS.Ey	-0.000229	0.027691	0.028	0.006	3	0.00207	0.60%	SI CUMPLE
Story4	15	sS.Ey	-0.000229	0.027246	0.027	0.006	3	0.00204	0.59%	SI CUMPLE
Story4	27	sS.Ey	-0.000427	0.027691	0.028	0.006	3	0.00207	0.60%	SI CUMPLE
Story4	28	sS.Ey	-0.000427	0.027246	0.027	0.006	3	0.00204	0.59%	SI CUMPLE
Story4	40	sS.Ey	0.000637	0.025738	0.026	0.006	3	0.00193	0.56%	SI CUMPLE
Story3	1	sS.Ey	0.000278	0.021493	0.021	0.008	3	0.00267	0.78%	SI CUMPLE
Story3	2	sS.Ey	0.000278	0.02114	0.021	0.008	3	0.00263	0.77%	SI CUMPLE
Story3	14	sS.Ey	-0.000193	0.021493	0.021	0.008	3	0.00267	0.78%	SI CUMPLE
Story3	15	sS.Ey	-0.000193	0.02114	0.021	0.008	3	0.00263	0.77%	SI CUMPLE
Story3	27	sS.Ey	-0.00035	0.021493	0.021	0.008	3	0.00267	0.78%	SI CUMPLE
Story3	28	sS.Ey	-0.00035	0.02114	0.021	0.008	3	0.00263	0.77%	SI CUMPLE
Story3	40	sS.Ey	0.000493	0.019944	0.020	0.007	3	0.00249	0.72%	SI CUMPLE
Story2	1	sS.Ey	0.000171	0.013471	0.013	0.007	3	0.00244	0.80%	SI CUMPLE
Story2	2	sS.Ey	0.000171	0.013244	0.013	0.007	3	0.00240	0.78%	SI CUMPLE
Story2	14	sS.Ey	-0.000131	0.013471	0.013	0.007	3	0.00244	0.80%	SI CUMPLE
Story2	15	sS.Ey	-0.000131	0.013244	0.013	0.007	3	0.00240	0.78%	SI CUMPLE
Story2	27	sS.Ey	-0.000232	0.013471	0.013	0.007	3	0.00244	0.80%	SI CUMPLE
Story2	28	sS.Ey	-0.000232	0.013244	0.013	0.007	3	0.00240	0.78%	SI CUMPLE
Story2	40	sS.Ey	0.00031	0.012474	0.012	0.007	3	0.00226	0.74%	SI CUMPLE
Story1	1	sS.Ey	0.000077	0.006162	0.006	0.006	3	0.00205	0.59%	SI CUMPLE
Story1	2	sS.Ey	0.000077	0.006056	0.006	0.006	3	0.00202	0.58%	SI CUMPLE
Story1	14	sS.Ey	-0.000065	0.006162	0.006	0.006	3	0.00205	0.59%	SI CUMPLE
Story1	15	sS.Ey	-0.000065	0.006056	0.006	0.006	3	0.00202	0.58%	SI CUMPLE
Story1	27	sS.Ey	-0.000112	0.006162	0.006	0.006	3	0.00205	0.59%	SI CUMPLE
Story1	28	sS.Ey	-0.000112	0.006056	0.006	0.006	3	0.00202	0.58%	SI CUMPLE
Story1	40	sS.Ey	0.000142	0.005696	0.006	0.006	3	0.00190	0.55%	SI CUMPLE

Nota. Obtenido del ETABS

Por su parte, los resultados del análisis de derivas inelásticas para el sistema SCBF bajo el sismo en dirección Y evidencian que los desplazamientos máximos amplificados por los factores de ductilidad oscilan entre el 0.55% y el 0.80%. Al encontrarse estos valores por debajo del límite reglamentario del 2% establecido por la NEC, se verifica que la estructura cumple satisfactoriamente con los requerimientos de rigidez lateral y control de deformaciones en esta dirección.

Tabla 38 Torsiones del edificio con sistema SCBF dirección X

Story	Label	Output Case	U1=Ux cm	U2=Uy cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	ΔE_{prom} cm/cm	$\frac{\Delta e_i}{\Delta E}$ prom cm/cm	<1.2
Story4	1	sS.Ex	0.005382	-0.000724	0.005	0.001	300	2.67E-06	0.0000027	1.041	NO HAY TORSIÓN
Story4	2	sS.Ex	0.005382	-0.00058	0.005	0.001	300	2.66E-06			
Story4	14	sS.Ex	0.005575	-0.000724	0.006	0.001	300	2.81E-06			
Story4	15	sS.Ex	0.005575	-0.00058	0.006	0.001	300	2.79E-06			
Story4	27	sS.Ex	0.005639	-0.000724	0.006	0.001	300	2.85E-06			
Story4	28	sS.Ex	0.005639	-0.00058	0.006	0.001	300	2.84E-06			
Story4	40	sS.Ex	0.005294	-0.00009	0.005	0.001	300	2.56E-06			
Story3	1	sS.Ex	0.004594	-0.000568	0.005	0.001	300	4.48E-06	0.000005	1.032	NO HAY TORSIÓN
Story3	2	sS.Ex	0.004594	-0.000454	0.005	0.001	300	4.46E-06			
Story3	14	sS.Ex	0.004745	-0.000568	0.005	0.001	300	4.65E-06			
Story3	15	sS.Ex	0.004745	-0.000454	0.005	0.001	300	4.63E-06			
Story3	27	sS.Ex	0.004796	-0.000568	0.005	0.001	300	4.71E-06			
Story3	28	sS.Ex	0.004796	-0.000454	0.005	0.001	300	4.7E-06			
Story3	40	sS.Ex	0.004525	-0.00007	0.005	0.001	300	4.34E-06			
Story2	1	sS.Ex	0.003266	-0.000366	0.003	0.002	300	5.85E-06	0.000006	1.023	NO HAY TORSIÓN
Story2	2	sS.Ex	0.003266	-0.000292	0.003	0.002	300	5.83E-06			
Story2	14	sS.Ex	0.003364	-0.000366	0.003	0.002	300	6.02E-06			
Story2	15	sS.Ex	0.003364	-0.000292	0.003	0.002	300	6.01E-06			
Story2	27	sS.Ex	0.003396	-0.000366	0.003	0.002	300	6.08E-06			
Story2	28	sS.Ex	0.003396	-0.000292	0.003	0.002	300	6.07E-06			
Story2	40	sS.Ex	0.003222	-0.000045	0.003	0.002	300	5.73E-06			
Story1	1	sS.Ex	0.001524	-0.000165	0.002	0.002	300	5.11E-06	0.000005	1.022	NO HAY TORSIÓN
Story1	2	sS.Ex	0.001524	-0.000132	0.002	0.002	300	5.1E-06			
Story1	14	sS.Ex	0.001568	-0.000165	0.002	0.002	300	5.26E-06			
Story1	15	sS.Ex	0.001568	-0.000132	0.002	0.002	300	5.25E-06			
Story1	27	sS.Ex	0.001583	-0.000165	0.002	0.002	300	5.31E-06			
Story1	28	sS.Ex	0.001583	-0.000132	0.002	0.002	300	5.29E-06			
Story1	40	sS.Ex	0.001504	-0.00002	0.002	0.002	300	5.01E-06			

Nota. Extraído del ETABS.

En cuanto a la verificación de efectos de torsión en la dirección X, la tabla muestra la relación entre las derivas de los nudos extremos y la deriva promedio de cada nivel. Al comparar estos resultados frente al límite normativo de 1.2, los factores obtenidos oscilan entre 1.022 y 1.041. Dado que se encuentran por debajo del valor máximo permitido, la condición se indica como "NO HAY TORSIÓN", lo que confirma que la edificación presenta un comportamiento simétrico adecuado y no sufre de torsión excesiva en esta dirección.

Tabla 39 Torsiones del edificio con sistema SCBF dirección Y

Story	Label	Output Case	U1=Ux cm	U2=Uy cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	ΔE_{prom} cm/cm	$\Delta e_i/\Delta E_{prom}$ cm/cm	< 1.2
Story4	1	sS.Ey	0.000365	0.027691	0.028	0.006	300	2.0662E-05	0.00002	1.016	NO HAY TORSIÓN
Story4	2	sS.Ey	0.000365	0.027246	0.027	0.006	300	2.03554E-05			
Story4	14	sS.Ey	-0.000229	0.027691	0.028	0.006	300	2.06603E-05			
Story4	15	sS.Ey	-0.000229	0.027246	0.027	0.006	300	2.03536E-05			
Story4	27	sS.Ey	-0.000427	0.027691	0.028	0.006	300	2.06615E-05			
Story4	28	sS.Ey	-0.000427	0.027246	0.027	0.006	300	2.03548E-05			
Story4	40	sS.Ey	0.000637	0.025738	0.026	0.006	300	1.93193E-05			
Story3	1	sS.Ey	0.000278	0.021493	0.021	0.008	300	2.67424E-05	0.00003	1.017	NO HAY TORSIÓN
Story3	2	sS.Ey	0.000278	0.021114	0.021	0.008	300	2.63224E-05			
Story3	14	sS.Ey	-0.000193	0.021493	0.021	0.008	300	2.67408E-05			
Story3	15	sS.Ey	-0.000193	0.021114	0.021	0.008	300	2.63208E-05			
Story3	27	sS.Ey	-0.00035	0.021493	0.021	0.008	300	2.67428E-05			
Story3	28	sS.Ey	-0.00035	0.021114	0.021	0.008	300	2.63229E-05			
Story3	40	sS.Ey	0.000493	0.019944	0.020	0.007	300	2.49075E-05			
Story2	1	sS.Ey	0.000171	0.013471	0.013	0.007	300	2.43653E-05	0.00002	1.018	NO HAY TORSIÓN
Story2	2	sS.Ey	0.000171	0.013244	0.013	0.007	300	2.3962E-05			
Story2	14	sS.Ey	-0.000131	0.013471	0.013	0.007	300	2.43643E-05			
Story2	15	sS.Ey	-0.000131	0.013244	0.013	0.007	300	2.3961E-05			
Story2	27	sS.Ey	-0.000232	0.013471	0.013	0.007	300	2.43666E-05			
Story2	28	sS.Ey	-0.000232	0.013244	0.013	0.007	300	2.39633E-05			
Story2	40	sS.Ey	0.00031	0.012474	0.012	0.007	300	2.26003E-05			
Story1	1	sS.Ey	0.000077	0.006162	0.006	0.006	300	2.05416E-05	0.00002	1.019	NO HAY TORSIÓN
Story1	2	sS.Ey	0.000077	0.006056	0.006	0.006	300	2.01883E-05			
Story1	14	sS.Ey	-0.000065	0.006162	0.006	0.006	300	2.05411E-05			
Story1	15	sS.Ey	-0.000065	0.006056	0.006	0.006	300	2.01878E-05			
Story1	27	sS.Ey	-0.000112	0.006162	0.006	0.006	300	2.05434E-05			
Story1	28	sS.Ey	-0.000112	0.006056	0.006	0.006	300	2.01901E-05			
Story1	40	sS.Ey	0.000142	0.005696	0.006	0.006	300	1.89926E-05			

Nota. Obtenido del ETABS

Para la verificación de efectos de torsión en la dirección Y, la tabla presenta la relación entre las derivaciones de los nudos extremos y el promedio de cada nivel. Al contrastar estos resultados frente al límite normativo de 1.2, se obtienen factores que varían entre 1.016 y 1.019. Dado que se sitúan por debajo del valor máximo permitido, la condición se clasifica como "NO

HAY TORSIÓN", ratificando que la estructura se comporta de manera simétrica y sin giros torsionales excesivos en esta dirección.

4.8 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P-Δ.

Los resultados de cada piso se ponen en evidencia que no se necesita considerar efectos P-Δ en el modelo estructural. Los resultados del índice de estabilidad Q_i para cada dirección principal se muestran a continuación:

Los resultados obtenidos para cada nivel evidencian que no es necesario considerar los efectos P-Δ en el modelo estructural. A continuación, se presentan los resultados del índice de estabilidad Q_i para cada dirección principal de análisis:

Tabla 40 Chequeo de efectos P- Δ Sismo X sistema SCBF.

Story	Lebel	Output Case	UX cm	ΔE cm	hx cm	Pi tonf	Vi tonf	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	$Q < 0.1$
Story4	D4	sS.Ex	0.539	0.078	300	128.45	45.66	0.0007	Sin Efectos P-Δ
Story3	D3	sS.Ex	0.461	0.133	300	396.70	112.66	0.0016	Sin Efectos P-Δ
Story2	D2	sS.Ex	0.328	0.175	300	665.91	157.60	0.0025	Sin Efectos P-Δ
Story1	D1	sS.Ex	0.153	0.153	300	936.54	180.17	0.0026	Sin Efectos P-Δ

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 41 Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y sistema SCBF.

Story	Lebel	Output Case	UY cm	ΔE cm	hx cm	Pi tonf	Vi kg	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	$Q < 0.1$
Story4	D8	sS.Ey	2.358	0.501	300	128.4501	45.66	0.0047	Sin Efectos P-Δ
Story3	D7	sS.Ey	1.856	0.666	300	396.6976	112.66	0.0078	Sin Efectos P-Δ
Story2	D6	sS.Ey	1.190	0.643	300	665.9132	157.60	0.0090	Sin Efectos P-Δ
Story1	D5	sS.Ey	0.548	0.119	300	936.5424	180.17	0.0021	Sin Efectos P-Δ

Nota. Obtenido del ETABS

En la tabla 34 podemos notar que la estructura goza de la condición "Sin Efectos P- Δ "

4.8.1 Predimensionamiento de secciones para sistema ebf

4.8.1.1 Propiedades de los Materiales y Criterios de Compacidad (AISC 341-22)

Para dar inicio al proceso de predimensionamiento de los elementos sismorresistentes, se definen previamente las propiedades mecánicas del acero estructural y se evalúan los límites

de compacidad geométrica correspondientes. El proyecto emplea acero estructural **A36**, cuyas propiedades mecánicas base se detallan a continuación.

- Módulo de Elasticidad (Es): 2'100.000 kg/cm²
- Esfuerzo de Fluencia Mínimo Especificado (Fy): 2.530 kg/cm²

Para la clasificación de las secciones transversales de los perfiles sismorresistentes bajo demandas elásticas e inelásticas, el código **AISC 341-22** exige evaluar las relaciones ancho-espesor de cada elemento frente a los límites de compacidad establecidos para miembros dúctiles.

4.8.2 Diseño de vigas

4.8.2.1 Diseño de viga secundaria (AISC 360-22)

Las vigas secundarias fueron diseñadas con una misma sección transversal en los cuatro niveles de la edificación. Su capacidad resistente trabaja a un aprovechamiento cercano al 90%, y su conexión se modela como articulada.

Tabla 42 datos para cálculos de vigas SCBF.

DATOS	Abreviat ura	Val or	Unid ad	Sustento Técnico y Condición
Momento Último Actuante	Mu	6.09	t-m	Demanda máxima mayorada de flexión.
Longitud del Vano (Luz libre)	L	6	m	Distancia entre apoyos principales de la vigueta.
Punto de apoyo LB para viga secundaria		3	u	Restricciones físicas intermedias al patín superior.
Longitud No Arriostrada Elegida	Lb	1.5	m	Distancia máxima entre puntos de arriostramiento.

4.8.2.2 Cálculo de perfil seleccionado SCBF

Verificación analítica del momento resistente de diseño, control de estabilidad pandeo local, pandeo torsión lateral y por su conexión articulado en viga los cortantes son cero según el análisis en programa ETABS.

A partir de la geometría del perfil I (o W) propuesto, se determinan:

Tabla 43 Propiedades de sección de una viga perfil I SCBF.

VIGA SECUNDARIA		VS (SECCIONES)	
Z	bf	13	1.DUCTil alta
Espesor del patín	tf	0.9	Cm
Altura del perfil	d	20	1.DUCTil alta
Espesor del alma	Tw	0.8	Cm
Área de la sección	As	37.96	cm2
	Peso	29.7986	kg/m
Inercia	Ix	2537.62253	cm4
Inercia	Iy	330.326533	cm4
Módulo de sección elástico	Sx	253.762253	cm3
	Sy	50.8194667	cm3
Módulo de sección plástico	Zx	289.718	cm3
	Zy	78.962	cm3
	Rx	8.17617934	Cm
Radio de giro respecto al eje débil	Ry	2.94990906	Cm
Constante de torsión de St. Venant	J	9.73	cm4

Tabla 44 Limite del alma y patín del perfil I SCBF.

Parámetro / Variable	Significado Técnico	Fórmula Empleada	Valor Resultante	Enfoque Normativo
Cte	Factor de material base	Raíz (E_s / F_y)	25,27	Relación elástica del material.
b/tf	Factor para conocer la compacidad del ala	$(b/2)/tf$	7,22	
cf1	Límite de ala altamente dúctil	$0,30 * cte$	7,58	AISC 341-22 Tabla D1.1 (Sistemas Especiales).
cf2	Límite de ala compacta estándar	$0,37 * cte$	9,35	AISC 360-22 Estructuras convencionales.
h/tw	Factor compacidad del alma	$(d-2*tf)/tw$	22.75	
cw1	Límite de alma altamente dúctil	$1,49 * cte$	37,65	AISC 341-22 Miembros a flexión pura.
cw2	Límite de alma compacta estándar	$3,76 * cte$	95,01	AISC 360-22 Miembros a flexión pura.

4.8.2.3 Determinación de Longitudes Límite de Arriostramiento (Lp y Lr)

De acuerdo con las especificaciones del AISC 360-22, se determinan las fronteras de comportamiento estructural para vigas con simetría doble sujetas a flexión respecto a su eje mayor:

- Límite de Longitud Plástica (Lp):
- Límite de Pandeo Inelástico (Lr):

Tabla 45 Resumen longitud de trabajo de la viga (Lb) SCBF.

Rango plástico o inelástico		
Lb	150	Cm
Lr	575	Cm
Lp	131.2	Cm

El diseño a flexión se verifica mediante la fórmula del momento nominal correspondiente, la cual depende del rango de comportamiento del elemento, ya sea elástico o plástico.

Ecuación 4.1

Momento resistente de diseño: $\phi \cdot M_n$

$$\phi M_n: 6.51 > M_u: 3.09 \text{ ton.m} \quad (D/C) = 0.936 \text{ (cumple)}$$

4.8.2.4 Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS:

Figura 27 Extraída del etabs SCBF.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.923 =	$0 + 0.923 + 0$

La sección propuesta, de dimensiones 13x0.9x20x0.8 cm, satisface viga secundaria.

4.8.2.5 Diseño de viga principal eje 3 (AISC 360-22)

Se selecciono el elemento de análisis la viga principal correspondiente a la dirección X, en el vano del eje D-E. El diseño de la viga se desarrolla en dos fases fundamentales: la primera orientada al control de los estados límite de deformación y pandeo, y la segunda enfocada en la

selección de las secciones definitivas para las vigas principales de los pórticos sismorresistentes.

Se configura el modelo a los factores correspondientes al sistema SCBF

Tabla 46 Configuración tipo de sistema ETABS.

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-22
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	SCBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	5
11	Design Provision	LRFD

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 47 Datos para cálculos de vigas SCBF.

DATOS	Abreviatura	Valor	Unidad	Sustento Técnico y Condición
Momento Último Actuante	Mu	4.41	t-m	Demanda máxima mayorada de flexión.
Longitud del Vano (Luz libre)	L	4.5	M	Distancia entre apoyos principales de la vigueta.
Vigas secundarias son el punto de apoyo LB para vigas eje X		2	U	Restricciones físicas intermedias al patín superior.
Longitud No Arriostrada Elegida	Lb	1.5	M	Distancia máxima entre puntos de arriostramiento.

4.8.2.6 Cálculo de perfil seleccionado SCBF

Verificación analítica del momento resistente de diseño, control de estabilidad lateral y cortante (AISC 360-22).

El análisis evalúa el pandeo local de los elementos de la sección, así como el riesgo de pandeo lateral torsional (LTB, por sus siglas en inglés).

A partir de la geometría del perfil I (o W) propuesto, se determinan las propiedades mecánicas determinantes para el cálculo de la resistencia del elemento:

Tabla 48 Propiedades de sección de una viga perfil I SCBF.

Borde	eje 3	X,3.VP	
Ancho del patin	bf	15	1.DUCTil alta
Espesor del patín	tf	1	cm
Altura del perfil	d	18	1.DUCTil alta
Espesor del alma	tw	0.9	
Área de la sección	As	44.4	cm2
	Peso	34.854	kg/m
Inercia	Ix	2477.2	cm4
Inercia	Iy	563.472	cm4
Módulo de sección elástico	Sx	275.244444	cm3
	Sy	75.1296	cm3
Módulo de sección plástico	Zx	312.6	cm3
	Zy	115.74	cm3
	rx	7.46945733	cm
Radio de giro respecto al eje débil	ry	6.09902761	cm
Constante de torsión de St. Venant	J	14.37	cm4

Tabla 49 Limite del alma y patín del perfil I SCBF.

Parámetro / Variable	Significado Técnico	Fórmula Empleada	Valor Resultante	Enfoque Normativo
Cte	Factor de material base	Raíz (Es / Fy)	25,27	Relación elástica del material.
b/tf	Factor para conocer la compacidad del ala	(b/2)/tf	7,33	
cf1	Límite de ala altamente dúctil	0,30 * cte	7,58	AISC 341-22 Tabla D1.1 (Sistemas Especiales).
cf2	Límite de ala compacta estándar	0,37 * cte	9,35	AISC 360-22 Estructuras convencionales.
h/tw	Factor compacidad del alma	(d-2*tf)/tw	24	
cw1	Límite de alma altamente dúctil	1,49 * cte	37,65	AISC 341-22 Miembros a flexión pura.
cw2	Límite de alma compacta estándar	3,76 * cte	95,01	AISC 360-22 Miembros a flexión pura.

4.8.2.7 Determinación de Longitudes Límite de Arriostamiento (Lp y Lr)

De acuerdo con las especificaciones del AISC 360-22, se determinan las fronteras de comportamiento estructural para vigas con simetría doble sujetas a flexión respecto a su eje mayor:

- Límite de Longitud Plástica (Lp):
- Límite de Pandeo Inelástico (Lr):

Tabla 50 Resumen longitud de trabajo de la viga (Lb) SCBF.

Rango plástico o inelástico		
Lb	150	cm
Lr	798	cm
Lp	158.4	cm

El diseño a flexión se verifica mediante la fórmula del momento nominal correspondiente, la cual depende del rango de comportamiento del elemento, ya sea elástico o plástico.

Momento resistente de diseño: $\phi \cdot M_n$

Finalmente, se realiza el contraste directo entre el Momento Resistente de Diseño ($\phi \cdot M_n$) obtenido y el Momento Último Actante (M_u)

Ecuación 4.2

$$\phi M_n: 7.12 > M_u: 4.41 \text{ ton.m} \quad (D/C) = 0.72 \text{ (cumple)}$$

Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS:

Figura 28 Extraída del etabs SCBF EDITAR.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.62 =	$0 + 0.62 + 0$

resistencia a cortante de diseño $\phi V_n > V_u$

A continuación, se calcula la fuerza cortante probable de la sección mediante la siguiente expresión:

Ecuación 4.3

$$V_{RBS} = V_u = 2M_{pr} / L + V_{DL}$$

Donde V_{DL} = Cortante Gravitacional dada por la combinación 1.2D + L

La formulación del cortante depende de la condición de apoyo de la viga, ya sea mediante conexión articulada o conexión empotrada, y si no cumple considerar la necesidad de incorporar Atiesadores que refuercen la resistencia a corte del alma de la viga.

Tabla 51 Cortante último en conexión empotrado SCBF.

Cortante ultimo		
Mpr	12.05	t-m
Vug	4.13	T
Vum	6.07	T
Vu	10.2	T
Atieadores	0	U

Tabla 52 Resistencia a cortante de diseño del elemento.

cortante nominal		
A	450	cm
Kv	5	
h/tw	20	
kv1	70.87	
kv2	88.26	
Cv	1	
ϕV_n	19.67	Ton

Ecuación 4.4

$$\phi V_n: 19.67 \text{ ton} > V_n: 10.20 \text{ ton} \text{ cumple}$$

La sección propuesta, de dimensiones 15x1x18x0.9 cm, satisface de manera adecuada los requerimientos mecánicos impuestos por las combinaciones de carga gravitacional.

4.9 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS SISTEMA SCBF**4.9.1 Diseño columnas borde piso 3 eje 3B sistema SCBF**

En el diseño de estos elementos se puede pasar por alto el criterio de columna fuerte–viga débil, dado que el sistema SCBF concentra la disipación de energía en diagonales rigidizadores, después, vigas y las columnas. La columna considera principalmente el diseño a carga axial actuante, ya que los momentos últimos son mínimos cumple con facilidad en secciones rectangulares.

Tabla 53 Materiales de diseño.

MATERIALES	
A	36
E	2100000
Fy	2529.87
Ry	1.3

Tabla 54 Datos de columna.

Datos de ETABS		
PU máximo de columnas	29.8	Ton
MU.2 máximo	1.67	tonf-m
Hc	3	M

Para la selección de la sección rectangular tubular, se establece que esta debe resistir adecuadamente la carga axial actuante y un porcentaje a la relación de la demanda no debe superar un factor de 8/9 de momento último frente a la resistencia de diseño a momento, conforme a los lineamientos de interacción carga axial–flexión establecidos en el AISC 360-22.

Tabla 55 Datos calculados de la sección cuadrada utilizada SCBF.

Sección columna		
Bc	9	dúctil alto
Hc	14	COMPACTO
E	0.8	cm
K	1	
As	34.24	cm ²
Peso	26.88	kg/m
Ix	882.25	cm ⁴
Iy	431.77	cm ⁴
Sx	126.04	cm ³
Sy	95.95	cm ³
Zx	156.54	cm ³
Zy	113.74	cm ³
Rx	5.08	Cm
Ry	3.55	Cm

Una vez seleccionados los perfiles, estos se verifican frente al pandeo local del patín, comprobando adicionalmente que la relación de esbeltez no supere un valor límite de 200.

Tabla 56 Diseño por pandeo local.

Py (kg)	112609
Ca	0
Cte	25
bc/t	11.25
hc/t	17.5
ductil alto	13.9
COMPACTO	25.27

Tabla 57 Diseño por esbeltes.

L(cm)	300
esb x	48.1
esb y	63.7

4.9.2 Momento Resistente de Diseño

Ecuación 4.5

$$\phi M_n: 3.56 > M_u: 0.96 \text{ t.m} \quad 8/9 * (M_u / \phi M_n) = 0.24$$

Para cumplir la resistencia axial de diseño debe ser mayor a la carga axial ultima

$$\phi P_n: 57.39 > P_u: 14.75 \text{ ton} \quad \text{capacidad total calculado manualmente}$$

$$(D/C): 0.26 + 0.24: 0.50$$

Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS el programa considera la capacidad de los momentos en las dos direcciones por eso varían decimales mínimos.

Figura 29 Extraída del etabs.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_u / P_c) + (8/9)(M_{u33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{u22} / M_{c22})$
0.524 =	$0.26 + 0.024 + 0.24$

4.9.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE DIAGONALES SISTEMA SCBF

Proceso de Arriostramiento en la Dirección X pórtico eje 3 vano eje D-E. Por criterio de diseño, la selección de los perfiles para las diagonales rigidizadores correspondió a secciones cuadradas tubulares, cuya conexión se modela como articulada.

Para determinar el tipo de configuración diagonal adopta una configuración de una diagonal inclinado por cada vano, pero, siguiendo una continuidad de conectar con el nodo superior a nodo inferior luego nodo inferior a nodo superior sucesivamente.

Tabla 58 Datos para calculo el elemento diagonal.

Datos para el calculo		
L vano	4.5	m
Hc	3	m
Compresión	7.13	Ton
Tensión	21.37	Ton

Se verifica el cumplimiento del parámetro de esbeltez y posteriormente, se calcula el esfuerzo máximo de pandeo elástico de Euler (F_e). A continuación, se comprueba si dicho esfuerzo supera el esfuerzo crítico de esbeltez establecido por la normativa, con el fin de determinar el tipo de pandeo predominante en el elemento.

Tabla 59 Cálculo parámetros del perfil diagonal SCBF.

Propiedades de la sección cuadrada		
b	9	cm
e	0.7	cm
L (cm)	540.83	cm
L efectiva	540.83	cm
A_g	23.24	cm ²
R_x	3.4	cm
K	1	
esb	159.05	
F_e	819.37	kg/cm ²
F_{cr}	718.58	kg/cm ²
φP_n	15.03	Ton

Finalmente, se verifica el pandeo local por esbeltez de las paredes de la sección tubular.

Ecuación 4.6

$$D/t: 12.86 < \text{DUCTIL alto } 0.65 \times \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}: 16.42$$

Para cumplir la resistencia axial de diseño debe ser mayor a la carga axial a compresión último.

$$\phi P_n: 15.03 > P_u: 7.13 \text{ ton. capacidad total calculado manualmente}$$

$$(D/C) : 0.474 \text{ (compresión) cumple}$$

Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS el programa considera un porcentaje de capacidad por momento, por lo cual varía por decimales mínimos.

Figura 30 Extraída del etabs SCBF.

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.511 =	$0.475 + 0.036 + 0$

4.10 ANALISIS DE RESULTADOS O.E2: Elaborar el segundo modelo estructural del bloque de aulas modificado con la alternativa de Pórticos Excéntricos (EBF), mediante el cambio de la configuración geométrica

del sistema en el software ETABS bajo las mismas condiciones de diseño, para evaluar su comportamiento por derivas y torsiones.

4.10.1 Sistema de Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF)

Para el segundo modelo, se adopta un factor de $R = 8$. La norma asigna el máximo nivel de reducción para estructuras de acero a este sistema debido a su excelente desempeño y ductilidad. En los pórticos EBF, la disipación de energía se concentra de forma masiva y ordenada en un elemento fusible denominado enlace (link), el cual fluye por corte o flexión, protegiendo al resto de la estructura y permitiendo una deformación inelástica superior sin llegar al colapso (NEC-SE-DS, 2015).

Durante el proceso de diseño de los enlaces (links) y sus diagonales en V invertida, se determinó que la incorporación continua de dichos elementos en todas las vigas de la edificación generaba momentos flectores de magnitud excesiva en los elementos horizontales. Por este motivo, se adoptó el criterio de ubicar la excentricidad en vigas alternas, es decir, saltando un vano entre disposiciones consecutivas. Este criterio ha sido aplicado y documentado por diversas investigaciones en trabajos de titulación relacionados con el diseño de sistemas EBF.

Figura 31 Elevación del pórtico crítico con arriostramiento excéntrico.



Nota. Extraído del ETABS.

4.10.2 Cortante basal EBF

Para el segundo modelo estructural, se adopta un factor de reducción de respuesta sísmica $R = 8$, establecido por la norma ASCE 7-22 para estructuras de acero con sistema de

pórticos arriostrados excéntricamente (EBF), en reconocimiento a su destacado desempeño sísmico y elevada ductilidad. En los pórticos EBF, la disipación de energía sísmica se concentra de manera controlada en un elemento fusible denominado enlace (link), el cual fluye por cortante o flexión según su longitud, protegiendo al resto de los elementos estructurales y permitiendo una deformación inelástica significativa sin comprometer la estabilidad global de la estructura sin alcanzar el colapso (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 60. Factores y coeficientes estructurales para el edificio de estudio.

Factores y Coeficientes	Valor
I	1.3
R (EBF)	8
ϕ_P	0.9
ϕ_E	1
Sa	1,008

Tabla 61 Peso total de la estructura con los diagonales excéntricos EBF.

TABLE: Story Forces			
Story	Output Case	Location	P
			tonf
Story4	CM	Bottom	86.6914
Story4	D	Bottom	99.7967
Story4	L	Bottom	26.7764
Story3	CM	Bottom	261.2746
Story3	D	Bottom	290.4973
Story3	L	Bottom	101.8014
Story2	CM	Bottom	435.8577
Story2	D	Bottom	481.9993
Story2	L	Bottom	176.8264
Story1	CM	Bottom	610.4409
Story1	D	Bottom	674.3599
Story1	L	Bottom	251.8514
		D. Total:	674.3599

Nota. Tomado de Software Etabs.

Conforme a los lineamientos de la norma NEC-SE-DS (2015) “Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente”, el peso sísmico de la edificación se calcula considerando el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, valores que sirven de base para la determinación del cortante basal de diseño.

Tabla 62 Peso sísmico para diseño.

D	L	D+0.25L
Tonf	tonf	
107.6353	26.7764	114.3294
203.0318	75.025	221.78805
210.6072	75.025	229.36345
217.5815	75.025	236.33775

Nota. Tomado de Software Etabs.

Con el fin de obtener mayor precisión en el período fundamental de la estructura, este fue extraído directamente del software ETABS mediante un análisis modal, su configuración considera tres modos de vibración por nivel de piso. La participación modal de masa acumulada debe alcanzar el 90% como mínimo, la acumulación de masa en todas las direcciones cumple con 100% de su participación.

En edificaciones de configuración simétrica y regular, los modos de vibración se presentan secuencialmente en las direcciones X, Y y Z. Sin embargo, la edificación analizada presenta una irregularidad en planta, dado que la dimensión en el eje X es considerablemente mayor más de 7 veces que la dimensión en el eje Y, lo que confiere mayor flexibilidad en dicha dirección. Como consecuencia, el primer modo de vibración corresponde a una traslación en el eje Y con una participación de masa del 79.12%; el segundo modo es de carácter rotacional en torno al eje Z con participación de masa 78.53%; y el tercer modo corresponde a una traslación en el eje X con 73.37%.

Tabla 63 Periodo de vibración modal.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		Sec			
Modal 1	1	0.44	0.00%	79.12%	0.00%
Modal 2	2	0.269	2.56%	0.01%	78.53%
Modal 3	3	0.218	73.37%	0.00%	2.61%
Modal 4	4	0.179	0.00%	11.26%	0.36%
Modal 5	5	0.117	0.04%	3.75%	3.89%
Modal 6	6	0.105	0.22%	1.07%	7.34%
Modal 7	7	0.084	12.51%	0.00%	0.30%
Modal 8	8	0.073	0.00%	4.78%	0.00%
Modal 9	9	0.071	0.15%	0.00%	3.89%
Modal 10	10	0.058	4.23%	0.00%	0.15%
Modal 11	11	0.052	0.58%	0.00%	2.70%
Modal 12	12	0.045	6.33%	0.00%	0.24%
TOTAL			100.00%	100.00%	100.00%

Nota. Tomado de Software Etabs.

Una vez determinados el peso sísmico y el período fundamental extraído del software ETABS, se procede al cálculo de las fuerzas laterales en cada dirección de análisis X e Y verificando posteriormente que los valores obtenidos en ambas direcciones iguales o no.

Tabla 64. Cortante basal sistema EBF dirección X y Y.

PISO	hi m	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	Fi tonf
4	12	114.3	1371.953	0.25	36.714
3	9	221.78805	1996.092	0.37	53.416
2	6	229.36345	1376.181	0.25	36.827
1	3	236.33775	709.013	0.13	18.973
total:					145.931

4.11 DERIVAS Y TORSIONES

Una vez insertados los cortantes basales en el programa, junto con la excentricidad accidental del centro de masa de -5%, se procede a obtener las tablas de derivados y de torsión correspondientes a los nodos más críticos de cada nivel. Estos parámetros son fundamentales para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura ante las solicitudes sísmicas proyectadas. El análisis se enfoca en verificar que los desplazamientos relativos entre niveles se encontrarán dentro de los límites permisibles establecidos por la normativa vigente, garantizando así la integridad de los elementos estructurales y No estructurales. Asimismo, el estudio de los efectos torsionales permite identificar la respuesta de la edificación frente a las fuerzas laterales, asegurando que la rigidez de la estructura sea suficiente para mitigar cualquier excentricidad desfavorable. Los resultados obtenidos en este apartado proporcionan la evidencia necesaria para validar el cumplimiento de los criterios de diseño, permitiendo así confirmar que la configuración propuesta responde de manera segura y eficiente ante las demandas de servicio y resistencia sísmica requeridas por el proyecto.

Tabla 65 Derivas del edificio sistema EBF dirección X.

Story	Label	Output Case	U1=Ux cm	U2=Uy cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	Deriva inelástica	< 2% "NEC-15"
									ΔM $\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$	
Story4	1	sS.Ex	0.447	-0.1036	0.459	0.103	300	0.00034	0.21%	SI CUMPLE
Story4	7	sS.Ex	0.447	0.0025	0.447	0.102	300	0.00034	0.20%	SI CUMPLE
Story4	14	sS.Ex	0.4753	-0.1036	0.486	0.109	300	0.00036	0.22%	SI CUMPLE
Story4	20	sS.Ex	0.4753	0.0025	0.475	0.108	300	0.00036	0.22%	SI CUMPLE
Story4	27	sS.Ex	0.4848	-0.1036	0.496	0.111	300	0.00037	0.22%	SI CUMPLE
Story4	28	sS.Ex	0.4848	-0.0824	0.492	0.110	300	0.00037	0.22%	SI CUMPLE
Story4	40	sS.Ex	0.4341	-0.0105	0.434	0.099	300	0.00033	0.20%	SI CUMPLE
Story3	1	sS.Ex	0.3453	-0.0855	0.356	0.141	300	0.00047	0.28%	SI CUMPLE
Story3	7	sS.Ex	0.3453	-0.0012	0.345	0.139	300	0.00046	0.28%	SI CUMPLE
Story3	14	sS.Ex	0.3678	-0.0855	0.378	0.148	300	0.00049	0.30%	SI CUMPLE
Story3	20	sS.Ex	0.3678	-0.0012	0.368	0.146	300	0.00049	0.29%	SI CUMPLE
Story3	27	sS.Ex	0.3753	-0.0855	0.385	0.151	300	0.00050	0.30%	SI CUMPLE
Story3	28	sS.Ex	0.3753	-0.0687	0.382	0.150	300	0.00050	0.30%	SI CUMPLE
Story3	40	sS.Ex	0.3349	-0.0115	0.335	0.136	300	0.00045	0.27%	SI CUMPLE
Story2	1	sS.Ex	0.2062	-0.0584	0.214	0.151	300	0.00050	0.30%	SI CUMPLE
Story2	7	sS.Ex	0.2062	-0.0001	0.206	0.149	300	0.00050	0.30%	SI CUMPLE
Story2	14	sS.Ex	0.2218	-0.0584	0.229	0.160	300	0.00053	0.32%	SI CUMPLE
Story2	20	sS.Ex	0.2218	-0.0001	0.222	0.157	300	0.00052	0.31%	SI CUMPLE
Story2	27	sS.Ex	0.2269	-0.0584	0.234	0.163	300	0.00054	0.33%	SI CUMPLE
Story2	28	sS.Ex	0.2269	-0.0467	0.232	0.162	300	0.00054	0.32%	SI CUMPLE
Story2	40	sS.Ex	0.1991	-0.0072	0.199	0.145	300	0.00048	0.29%	SI CUMPLE
Story1	1	sS.Ex	0.0577	-0.0253	0.063	0.063	300	0.00021	0.13%	SI CUMPLE
Story1	7	sS.Ex	0.0577	8.94E-06	0.058	0.058	300	0.00019	0.12%	SI CUMPLE
Story1	14	sS.Ex	0.0645	-0.0253	0.069	0.069	300	0.00023	0.14%	SI CUMPLE
Story1	20	sS.Ex	0.0645	8.94E-06	0.065	0.065	300	0.00022	0.13%	SI CUMPLE
Story1	27	sS.Ex	0.0667	-0.0253	0.071	0.071	300	0.00024	0.14%	SI CUMPLE
Story1	28	sS.Ex	0.0667	-0.0202	0.070	0.070	300	0.00023	0.14%	SI CUMPLE
Story1	40	sS.Ex	0.0546	-0.0031	0.055	0.055	300	0.00018	0.11%	SI CUMPLE

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 66 Derivas del edificio sistema EBF dirección Y.

Story	Label	Output Case	U1=Ux cm	U2=Uy cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	Deriva inelástica <2% "NEC 15"	
									ΔM $\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$	
Story4	1	sS.Ey	0.0168	1.8673	1.867	0.348	300	0.00116	0.70%	SI CUMPLE
Story4	7	sS.Ey	0.0168	1.7363	1.736	0.377	300	0.00126	0.75%	SI CUMPLE
Story4	14	sS.Ey	-0.0181	1.8673	1.867	0.348	300	0.00116	0.70%	SI CUMPLE
Story4	20	sS.Ey	-0.0181	1.7363	1.736	0.377	300	0.00126	0.75%	SI CUMPLE
Story4	27	sS.Ey	-0.0298	1.8673	1.868	0.347	300	0.00116	0.69%	SI CUMPLE
Story4	28	sS.Ey	-0.0298	1.8411	1.841	0.353	300	0.00118	0.71%	SI CUMPLE
Story4	40	sS.Ey	0.0328	1.7523	1.753	0.373	300	0.00124	0.75%	SI CUMPLE
Story3	1	sS.Ey	0.0208	1.5197	1.520	0.524	300	0.00175	1.05%	SI CUMPLE
Story3	7	sS.Ey	0.0208	1.3589	1.359	0.457	300	0.00152	0.91%	SI CUMPLE
Story3	14	sS.Ey	-0.0221	1.5197	1.520	0.524	300	0.00175	1.05%	SI CUMPLE
Story3	20	sS.Ey	-0.0221	1.3589	1.359	0.457	300	0.00152	0.91%	SI CUMPLE
Story3	27	sS.Ey	-0.0364	1.5197	1.520	0.524	300	0.00175	1.05%	SI CUMPLE
Story3	28	sS.Ey	-0.0364	1.4876	1.488	0.511	300	0.00170	1.02%	SI CUMPLE
Story3	40	sS.Ey	0.0404	1.3786	1.379	0.465	300	0.00155	0.93%	SI CUMPLE
Story2	1	sS.Ey	0.0119	0.9957	0.996	0.545	300	0.00182	1.09%	SI CUMPLE
Story2	7	sS.Ey	0.0119	0.9021	0.902	0.494	300	0.00165	0.99%	SI CUMPLE
Story2	14	sS.Ey	-0.0131	0.9957	0.996	0.545	300	0.00182	1.09%	SI CUMPLE
Story2	20	sS.Ey	-0.0131	0.9021	0.902	0.494	300	0.00165	0.99%	SI CUMPLE
Story2	27	sS.Ey	-0.0214	0.9957	0.996	0.545	300	0.00182	1.09%	SI CUMPLE
Story2	28	sS.Ey	-0.0214	0.977	0.977	0.535	300	0.00178	1.07%	SI CUMPLE
Story2	40	sS.Ey	0.0233	0.9136	0.914	0.501	300	0.00167	1.00%	SI CUMPLE
Story1	1	sS.Ey	0.0056	0.4507	0.451	0.451	300	0.00150	0.90%	SI CUMPLE
Story1	7	sS.Ey	0.0056	0.408	0.408	0.408	300	0.00136	0.82%	SI CUMPLE
Story1	14	sS.Ey	-0.0058	0.4507	0.451	0.451	300	0.00150	0.90%	SI CUMPLE
Story1	20	sS.Ey	-0.0058	0.408	0.408	0.408	300	0.00136	0.82%	SI CUMPLE
Story1	27	sS.Ey	-0.0096	0.4507	0.451	0.451	300	0.00150	0.90%	SI CUMPLE
Story1	28	sS.Ey	-0.0096	0.4421	0.442	0.442	300	0.00147	0.88%	SI CUMPLE
Story1	40	sS.Ey	0.0108	0.4132	0.413	0.413	300	0.00138	0.83%	SI CUMPLE

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 67 Torsiones del edificio con sistema EBF dirección X.

Story	Label	Output Case	U1=Ux cm	U2=Uy cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe i cm/cm	ΔE prom cm/cm	Δei/ΔE prom cm/cm	< 1.2
Story4	1	sS.Ex	0.447	-0.1036	0.459	0.103	300	0.000344	0.00035	1.05	NO HAY TORSIÓN
Story4	7	sS.Ex	0.447	0.0025	0.447	0.102	300	0.000339			
Story4	14	sS.Ex	0.4753	-0.1036	0.486	0.109	300	0.000363			
Story4	20	sS.Ex	0.4753	0.0025	0.475	0.108	300	0.000358			
Story4	27	sS.Ex	0.4848	-0.1036	0.496	0.111	300	0.000369			
Story4	28	sS.Ex	0.4848	-0.0824	0.492	0.110	300	0.000367			
Story4	40	sS.Ex	0.4341	-0.0105	0.434	0.099	300	0.00033			
Story3	1	sS.Ex	0.3453	-0.0855	0.356	0.141	300	0.000471	0.00048	1.04	NO HAY TORSIÓN
Story3	7	sS.Ex	0.3453	-0.0012	0.345	0.139	300	0.000464			
Story3	14	sS.Ex	0.3678	-0.0855	0.378	0.148	300	0.000494			
Story3	20	sS.Ex	0.3678	-0.0012	0.368	0.146	300	0.000487			
Story3	27	sS.Ex	0.3753	-0.0855	0.385	0.151	300	0.000502			
Story3	28	sS.Ex	0.3753	-0.0687	0.382	0.150	300	0.0005			
Story3	40	sS.Ex	0.3349	-0.0115	0.335	0.136	300	0.000453			
Story2	1	sS.Ex	0.2062	-0.0584	0.214	0.151	300	0.000504	0.00052	1.05	NO HAY TORSIÓN
Story2	7	sS.Ex	0.2062	-0.0001	0.206	0.149	300	0.000495			
Story2	14	sS.Ex	0.2218	-0.0584	0.229	0.160	300	0.000534			
Story2	20	sS.Ex	0.2218	-0.0001	0.222	0.157	300	0.000524			
Story2	27	sS.Ex	0.2269	-0.0584	0.234	0.163	300	0.000543			
Story2	28	sS.Ex	0.2269	-0.0467	0.232	0.162	300	0.00054			
Story2	40	sS.Ex	0.1991	-0.0072	0.199	0.145	300	0.000482			
Story1	1	sS.Ex	0.0577	-0.0253	0.063	0.063	300	0.00021	0.00021	1.11	NO HAY TORSIÓN
Story1	7	sS.Ex	0.0577	8.9E-06	0.058	0.058	300	0.000192			
Story1	14	sS.Ex	0.0645	-0.0253	0.069	0.069	300	0.000231			
Story1	20	sS.Ex	0.0645	8.9E-06	0.065	0.065	300	0.000215			
Story1	27	sS.Ex	0.0667	-0.0253	0.071	0.071	300	0.000238			
Story1	28	sS.Ex	0.0667	-0.0202	0.070	0.070	300	0.000232			
Story1	40	sS.Ex	0.0546	-0.0031	0.055	0.055	300	0.000182			

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 68 Torsiones del edificio con sistema EBF dirección Y.

Story	Label	Output Case	U1=Ux cm	U2=Uy cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe i cm/cm	ΔE prom cm/cm	Δei/ΔE prom cm/cm	< 1.2
Story4	1	sS.Ey	0.0168	1.8673	1.867	0.348	300	0.001158	0.00120	1.05	NO HAY TORSIÓN
Story4	7	sS.Ey	0.0168	1.7363	1.736	0.377	300	0.001258			
Story4	14	sS.Ey	-0.0181	1.8673	1.867	0.348	300	0.001158			
Story4	20	sS.Ey	-0.0181	1.7363	1.736	0.377	300	0.001258			
Story4	27	sS.Ey	-0.0298	1.8673	1.868	0.347	300	0.001158			
Story4	28	sS.Ey	-0.0298	1.8411	1.841	0.353	300	0.001178			
Story4	40	sS.Ey	0.0328	1.7523	1.753	0.373	300	0.001245			
Story3	1	sS.Ey	0.0208	1.5197	1.520	0.524	300	0.001747	0.00165	1.06	NO HAY TORSIÓN
Story3	7	sS.Ey	0.0208	1.3589	1.359	0.457	300	0.001523			
Story3	14	sS.Ey	-0.0221	1.5197	1.520	0.524	300	0.001747			
Story3	20	sS.Ey	-0.0221	1.3589	1.359	0.457	300	0.001523			
Story3	27	sS.Ey	-0.0364	1.5197	1.520	0.524	300	0.001747			
Story3	28	sS.Ey	-0.0364	1.4876	1.488	0.511	300	0.001703			
Story3	40	sS.Ey	0.0404	1.3786	1.379	0.465	300	0.001551			
Story2	1	sS.Ey	0.0119	0.9957	0.996	0.545	300	0.001817	0.00174	1.04	NO HAY TORSIÓN
Story2	7	sS.Ey	0.0119	0.9021	0.902	0.494	300	0.001647			
Story2	14	sS.Ey	-0.0131	0.9957	0.996	0.545	300	0.001817			
Story2	20	sS.Ey	-0.0131	0.9021	0.902	0.494	300	0.001647			
Story2	27	sS.Ey	-0.0214	0.9957	0.996	0.545	300	0.001817			
Story2	28	sS.Ey	-0.0214	0.977	0.977	0.535	300	0.001783			
Story2	40	sS.Ey	0.0233	0.9136	0.914	0.501	300	0.001669			
Story1	1	sS.Ey	0.0056	0.4507	0.451	0.451	300	0.001502	0.00144	1.04	NO HAY TORSIÓN
Story1	7	sS.Ey	0.0056	0.408	0.408	0.408	300	0.00136			
Story1	14	sS.Ey	-0.0058	0.4507	0.451	0.451	300	0.001502			
Story1	20	sS.Ey	-0.0058	0.408	0.408	0.408	300	0.00136			
Story1	27	sS.Ey	-0.0096	0.4507	0.451	0.451	300	0.001503			
Story1	28	sS.Ey	-0.0096	0.4421	0.442	0.442	300	0.001474			
Story1	40	sS.Ey	0.0108	0.4132	0.413	0.413	300	0.001378			

Nota. Obtenido del ETABS

4.11.1 Análisis de los efectos de segundo orden P-Δ.

Los resultados de cada piso se ponen en evidencia que no se necesita considerar efectos P-Δ en el modelo estructural. Los resultados del índice de estabilidad Q_i para cada dirección principal se muestran a continuación:

Los resultados obtenidos para cada nivel evidencian que no es necesario considerar los efectos P-Δ en el modelo estructural. A continuación, se presentan los resultados del índice de estabilidad Q_i para cada dirección principal de análisis:

Tabla 69 Chequeo de efectos P- Δ Sismo X sistema EBF.

Story	Lebel	Output Case	UX cm	ΔE cm	hx cm	Pi tonf	Vi tonf	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	$Q < 0.1$
Story4	D4	sS.Ex	0.388	0.080	300	134.41	36.71	0.001	Sin Efectos P-Δ
Story3	D3	sS.Ex	0.309	0.117	300	412.47	90.13	0.002	Sin Efectos P-Δ
Story2	D2	sS.Ex	0.192	0.132	300	698.10	126.96	0.002	Sin Efectos P-Δ
Story1	D1	sS.Ex	0.060	0.060	300	990.71	145.93	0.001	Sin Efectos P-Δ

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 70 Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y sistema EBF.

Story	Lebel	Output Case	UY cm	ΔE cm	hx cm	Pi tonf	Vi kg	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	$Q < 0.1$
Story4	D8	sS.Ey	1.566	0.357	300	134.41	36.71	0.004	Sin Efectos P-Δ
Story3	D7	sS.Ey	1.208	0.442	300	412.47	90.13	0.007	Sin Efectos P-Δ
Story2	D6	sS.Ey	0.766	0.454	300	698.10	126.96	0.008	Sin Efectos P-Δ
Story1	D5	sS.Ey	0.313	0.117	300	990.71	145.93	0.003	Sin Efectos P-Δ

Nota. Obtenido del ETABS

4.11.2 Predimensionamiento de secciones para sistema EBF

4.11.2.1 Propiedades de los Materiales y Criterios de Compacidad (AISC 341-22)

Para dar inicio al proceso de predimensionamiento de los elementos sismorresistentes, se definen previamente las propiedades mecánicas del acero estructural y se evalúan los límites de compacidad geométrica correspondientes. El proyecto emplea acero estructural **A36**, cuyas propiedades mecánicas base se detallan a continuación.

- Módulo de Elasticidad (E_s): 2'100.000 kg/cm²
- Esfuerzo de Fluencia Mínimo Especificado (F_y): 2.530 kg/cm²

Para la clasificación de las secciones transversales de los perfiles sismorresistentes bajo demandas elásticas e inelásticas, el código **AISC 341-22** exige evaluar las relaciones ancho-espesor de cada elemento frente a los límites de compacidad establecidos para miembros dúctiles.

4.11.3 Diseño de vigas

4.11.3.1 Diseño de viga secundaria (AISC 360-22)

Las vigas secundarias fueron diseñadas con una misma sección transversal en los cuatro niveles de la edificación. Su capacidad resistente trabaja a un aprovechamiento cercano al 90%, y su conexión se modela como articulada. Las dimensiones fueron adoptadas igual al diseño de las vigas secundarias del sistema SCBF.

4.11.3.2 Diseño de viga principal eje 3 (AISC 360-22)

Se selecciona como elemento de análisis la viga principal más crítica, correspondiente a la dirección X, en el vano del eje D-E. El diseño de la viga se desarrolla en dos fases fundamentales: la primera orientada al control de los estados límite de deformación y pandeo, y la segunda enfocada en la selección de las secciones definitivas para las vigas principales de los pórticos sismorresistentes. Al configurar el modelo y modificar los factores correspondientes al sistema EBF, el software ETABS identifica automáticamente los pórticos con excentricidad, generando unas nuevas solicitaciones de cargas sobre dichos elementos.

Figura 32 Configuración tipo de sistema ETABS.

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-22
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	EBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	4

Esta opción del etabs genera nuevos momentos y cortante que son mayores a las combinación de cargas insertada , se cumple la teoría que la longitud excéntrica genera mayores momentos y cortantes.

Esta condición particular del modelo en ETABS genera momentos flectores y fuerzas cortantes superiores a los obtenidos mediante la combinación de cargas convencional insertada previamente, lo cual confirma el principio teórico según el cual la longitud excéntrica del enlace incrementa tanto los momentos como los cortantes actuantes en la viga.

Tabla 71 Momentos y cortantes máximos sin excentricidad obtenido del ETABS.

PISO 3	Mu(t.m)	Vu(ton)	Código
eje 3	4.46	9.18	12
1) 1.4D			
2) 1.2D+1.6L			
3) 1.2D+L+Ey			
5) 1.2D+L-1Ex			
4) 1.2D+L+Ex			
7) 1.2D+L-1Ey			
8) 0.9D+Ex			
9) 0.9D-1Ex			
6) 0.9D+EY			
10) 0.9D-1EY			

Cabe señalar que el software ETABS no refleja directamente estos valores incrementados en las tablas convencionales de extracción de cargas sobre la viga, pero, dicha diferencia sí es evidenciada en el reporte de memoria de cálculo generado por el programa, específicamente en la sección "Steel Stress Check Information".

Figura 33 Datos memoria cálculo del ETABS.

	M_u (tonf-cm)
Major Bending	1366.952
Minor Bending	0
	V_u (tonf)
Major Shear	14.7691

Nota. Obtenido del ETABS

Tabla 72 Datos para cálculos de vigas.

DATOS	Abreviatura	Valor	Unidad	Sustento Técnico y Condición
Momento Último Actuante	Mu	10.07	t-m	Demanda máxima mayorada de flexión.
Longitud del Vano (Luz libre)	L	4.5	M	Distancia entre apoyos principales de la vigueta.
Vigas secundarias son el punto de apoyo LB para vigas eje X		2	U	Restricciones físicas intermedias al patín superior.
Longitud No Arriostrada Elegida	Lb	1.5	M	Distancia máxima entre puntos de arriostramiento.

4.11.3.3 Cálculo de perfil seleccionado

Verificación analítica del momento resistente de diseño, control de estabilidad lateral y cortante (AISC 360-22).

El análisis evalúa el pandeo local de los elementos de la sección, así como el riesgo de pandeo lateral torsional (LTB, por sus siglas en inglés).

A partir de la geometría del perfil I (o W) propuesto, se determinan las propiedades mecánicas determinantes para el cálculo de la resistencia del elemento:

Tabla 73 Propiedades de sección de una viga perfil I.

Borde	eje 3	X,3.VP	
Ancho del patín	Bf	24	1.DUCTil alta
Espesor del patín	Tf	1.7	Cm
Altura del perfil	D	25	1.DUCTil alta
Espesor del alma	Tw	1.1	
Área de la sección	As	105.36	cm ²
	Peso	82.7076	kg/m
Inercia	Ix	12018.4	cm ⁴
Inercia	Iy	3919.196	cm ⁴
Módulo de sección elástico	Sx	961.4717	cm ³
	Sy	326.5997	cm ³
Módulo de sección plástico	Zx	1078.944	cm ³
	Zy	496.134	cm ³
	rx	10.68035	Cm
Radio de giro respecto al eje débil	ry	6.099028	Cm
Constante de torsión de St. Venant	J	89.69967	cm ⁴

La Tabla 73 presenta las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de la viga perfil I analizada. Se incluyen parámetros fundamentales como las dimensiones del patín y del alma, además de las características de rigidez y resistencia representadas por los momentos de inercia, los módulos de sección y el radio de giro. Dichos valores son fundamentales para verificar el cumplimiento normativo aplicable al sistema. Con esta información, se establece la base analítica necesaria para evaluar el desempeño de la viga secundaria bajo las condiciones de diseño.

Tabla 74 Limite del alma y patín del perfil I.

Parámetro / Variable	Significado Técnico	Fórmula Empleada	Valor Resultante	Enfoque Normativo
Cte	Factor de material base	Raíz (E_s / F_y)	25,27	Relación elástica del material.
b/tf	Factor para conocer la compacidad del ala	$(b/2)/t_f$	7,06	
cf1	Límite de ala altamente dúctil	$0,30 * cte$	7,58	AISC 341-22 Tabla D1.1 (Sistemas Especiales).
cf2	Límite de ala compacta estándar	$0,37 * cte$	9,35	AISC 360-22 Estructuras convencionales.
h/tw	Factor compacidad del alma	$(d-2*t_f)/t_w$	19,64	
cw1	Límite de alma altamente dúctil	$1,49 * cte$	37,65	AISC 341-22 Miembros a flexión pura.
cw2	Límite de alma compacta estándar	$3,76 * cte$	95,01	AISC 360-22 Miembros a flexión pura.

4.11.3.4 Determinación de Longitudes Límite de Arriostamiento (L_p y L_r)

De acuerdo con las especificaciones de la Sección F2.2 del AISC 360-22, se determinan las fronteras de comportamiento estructural para vigas con simetría doble sujetas a flexión respecto a su eje mayor:

- Límite de Longitud Plástica (L_p):
- Límite de Pandeo Inelástico (L_r):

Tabla 75 Resumen longitud de trabajo de la viga (Lb).

Rango plástico o inelástico		
Lb	150	Cm
Lr	1475	Cm
Lp	271.2	Cm

El diseño a flexión se verifica mediante la fórmula del momento nominal correspondiente, la cual depende del rango de comportamiento del elemento, ya sea elástico o plástico.

Ecuación 4.7

Momento resistente de diseño: $\phi \cdot M_n$

Finalmente, se realiza el contraste directo entre el Momento Resistente de Diseño ($\phi \cdot M_n$) obtenido y el Momento Último Actante (M_u)

$$\phi M_n: 24.57 > M_u: 13.66 \text{ ton.m} \quad (D/C) = 0.56 \text{ (cumple)}$$

4.11.3.5 Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS:

Figura 34 Extraída del ETABS.

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.556 =	$0 + 0.556 + 0$

Resistencia a cortante de diseño $\phi V_n > V_u$

A continuación, se calcula la fuerza cortante probable de la sección mediante la siguiente expresión:

Ecuación 4.8

$$V_{RBS} = V_u = 2M_{pr} / L + V_{DL} ;$$

Donde V_{DL} = Cortante Gravitacional dada por la combinación 1.2D + L

La formulación del cortante depende de la condición de apoyo de la viga, ya sea mediante conexión articulada o conexión empotrada, y considera adicionalmente la verificación de la necesidad de incorporar atiesadores que refuercen la resistencia a corte del alma de la viga.

Tabla 76 Cortante último en conexión empotrado.

cortante ultimo		
Mpr	40.06	t-m
Vug	4.13	T
Vum	20.92	T
Vu	25.05	T
Atieadores	0	U

Tabla 77 Resistencia a cortante de diseño del elemento.

cortante nominal		
A	450	Cm
Kv	5	
h/tw	22.73	
kv1	70.87	
kv2	88.26	
Cv	1	
φVn	32.46	Ton

Ecuación 4.9

$$\phi V_n: 32.46 \text{ ton} > V_n: 25.05 \text{ ton} \text{ cumple}$$

La sección propuesta, de dimensiones $24,0 \times 1,7 \times 25,0 \times 1,1$ cm, satisface de manera adecuada los requerimientos mecánicos impuestos por las combinaciones de carga gravitacional.

4.11.3.6 Diseño LINK excéntrico eje 3 (AISC 360-22)

Una vez seleccionado el perfil de la viga, se procede a definir el perfil correspondiente al elemento **link** del enlace excéntrico. Por criterio de diseño, se adopta la misma sección transversal tanto para la viga como para el link. Verificados los parámetros de resistencia de la viga, se procede al cálculo de los parámetros correspondientes a la excentricidad del enlace.

Perfil :24.0*1.7*25.0*1.1cm

Tabla 78 Datos usar.

sección	datos usar	cargas para usar		
tf(cm)	1.7	Vu=Pu	14.76	ton
d(cm)	25	Δ e i	0.00046	cm/cm
tw(cm)	1.1	Lv(m)	1.98	
Ag(cm2)	105.36	Hc(m)	3	
Zx(cm3)	1078.94	φMn	24.57	t.m
Fy(kg/cm2)	2530			
Ry	1.3			

Existen dos criterios de clasificación para el diagrama de comportamiento del link: diafragma **rígido** y **flexible**, en función de si la resistencia plástica del elemento está controlada por **cortante** o por **flexión**. Para efectos del presente diseño, se adopta el criterio de diafragma rígido, controlado por corte.

Tabla 79 Método diafragma rígido.

D. Rígido
$P_u \leq 0.15 P_y$
$P_u/P_y \leq 0.15$
0.06
SI CUMPLE

Cuando se busca obtener una mayor ductilidad en el sistema, los criterios documentados en investigaciones previas recomiendan diseñar el link para que su comportamiento esté controlado por corte. Para ello, la longitud del enlace debe ser menor a la longitud crítica determinada mediante la ecuación de excentricidad crítica al corte, establecida en el AISC 341-22.

Ecuación 4.10

$$\frac{1.6M_p}{V_p} > e_c$$

Tabla 80 Longitud de excentricidad de diseño.

Excentricidad crítico a cortante	
Mn:Mp(t.m)	27.3
1)Vn:Vp(ton)	36.07
2)Vn(ton)	99.26
ec (cm)	121.09
e(cm)	55
SI CUMPLE	$\phi:0.9$
$V_u \leq \phi V_n(\text{ton})$	
14.76	32.46
SI CUMPLE	

Adicionalmente, debe verificarse el cumplimiento del parámetro de rotación máxima permitida del link, para lo cual la normativa contempla dos posibles condiciones de diseño

Ecuación 4.11

$$A) \frac{1.6M_p}{V_p} > e \text{ y opción } B) \frac{2.6M_p}{V_p} < e.$$

En el presente proyecto se adopta el criterio **A**, según el cual la rotación del link no debe superar un valor máximo de **0,08 radianes**.

Tabla 81 Angulo de rotación del LINK.

Lv	4.5	M
Op	0.00046	
Yp	0.00379	Radianes
Yp max	A)opción	B)opción
Radianes	0.08	0.02
	SI CUMPLE	SI CUMPLE
e(cm)	1.21	1.97

Ecuación 4.12

$$Y_p: 0.00379 \leq Y_p \text{ max}: 0.08 \quad \text{cumple}$$

4.11.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS SISTEMA EBF**4.11.4.1 Diseño columnas esquinera sistema EBF**

En el diseño de estos elementos se puede pasar por alto el criterio de columna fuerte–viga débil, dado que el sistema EBF concentra la disipación de energía sísmica en el enlace excéntrico (link), el cual constituye el elemento fusible del sistema. La secuencia de falla esperada establece que el link debe fluir primero, seguido de las vigas, los diagonales rigidizadores y finalmente las columnas.

El diseño de la columna considera principalmente la carga axial actuante, pero, debido a la excentricidad generada por el enlace, se producen adicionalmente momentos flectores que inducen un estado de flexo-compresión, los cuales deben ser verificados y satisfechos en el diseño del elemento.

Tabla 82 Materiales de diseño.

MATERIALES		
A	36	Ksi
E	2100000	kg/cm ²
fy	2529.87	kg/cm ²
Ry	1.3	

Tabla 83 Datos de columna.

Datos de ETABS		
PU maximo de columnas	62.75	Ton
MU.2 maximo	1.64	tonf-m
Hc	3	M

Para la selección de la sección rectangular tubular, se establece que esta debe resistir adecuadamente la carga axial actuante y un porcentaje a la relación de la demanda no debe superar un factor de 8/9 de momento último frente a la resistencia de diseño a momento,

conforme a los lineamientos de interacción carga axial–flexión establecidos en el AISC 360-22.

Tabla 84 Datos calculados de la sección cuadrada utilizada.

Seccion columna		
Bc	16	ductil alto
Hc	21	ductil alto
E	1.2	Cm
K	1	
As	83.04	cm ²
Peso	65.19	kg/m
I_x	5055.16	cm ⁴
I_y	3269.04	cm ⁴
S_x	481.44	cm ³
S_y	408.63	cm ³
Z_x	587.74	cm ³
Z_y	483.94	cm ³
R_x	7.8	Cm
R_y	6.27	Cm

Una vez seleccionados los perfiles, estos se verifican frente al pandeo local del patín, comprobando adicionalmente que la relación de esbeltez no supere un valor límite de 200.

Tabla 85 Diseño por pandeo local.

Py	273104
Ca	0
Cte	25
bc/t	13.333
hc/t	17.5
ductil alto	13.9
COMPACTO	25.27

Tabla 86 Diseño por esbeltes.

L(cm)	300
esb x	48.1
esb y	63.7

4.11.4.2 Momento Resistente de Diseño

Ecuación 4.13

$$\phi M_n: 13.38 > M_u: 1.64 \quad 8/9 * (M_u / \phi M_n) = 0.11$$

Para cumplir la resistencia axial de diseño debe ser mayor a la carga axial ultima

$$\phi P_n: 171.40 > P_u: 62.75$$

capacidad total calculado manualmente (D/C): 0.48

Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS:

Figura 35 Extraída del etabs.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22}) + (8/9)(M_{r12} / M_{c22})$
0.516 =	0.366 + 0.041 + 0.109

4.11.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE DIAGONALES SISTEMA EBF

Proceso de Arriostramiento en la Dirección X pórtico Eje 3. Por criterio de diseño, la selección de los perfiles para las diagonales rigidizadores correspondió a secciones cuadradas tubulares, cuya conexión se modela como articulada y se diseñan para resistir cargas axiales.

Para determinar la longitud de la diagonal, considerando que el sistema adopta una configuración en **V invertida**, es necesario obtener previamente el valor de la excentricidad de la viga correspondiente al enlace (link).

Tabla 87 Datos para calculo el elemento diagonal.

Datos para el cálculo	
E	0.55
L vano	4.5
Hc	3
Compresión	73.41
Tensión	21.37

Ecuación 4.14

$$\frac{4.5-0.55}{2} = 3.59\text{m longitud efectiva del vano}$$

Se verifica el cumplimiento del parámetro de esbeltez y posteriormente, se calcula el esfuerzo máximo de pandeo elástico de Euler (F_e). A continuación, se comprueba si dicho esfuerzo supera el esfuerzo crítico de esbeltez establecido por la normativa, con el fin de determinar el tipo de pandeo predominante en el elemento.

Tabla 88 Calculo parámetros del perfil diagonal.

Propiedades de la seccion cuadrada		
b	18	cm
e	1.1	cm
L (cm)	359.17	cm
L efectiva	359.17	cm
Ag	74.36	cm ²
Rx	6.91	cm
K	1	
esb	51.95	
Fe	7680.13	kg/cm ²
Fcr	2204.04	kg/cm ²
φPnc	147.5	Ton

Finalmente, se verifica el pandeo local por esbeltez de las paredes de la sección tubular.

Ecuación 4.15

$$D/t: 16.36 < \text{DUCTIL alto } 16.42$$

Para cumplir la resistencia axial de diseño debe ser mayor a la carga axial ultima

$$\phi P_n: 163.9 > P_u: 73.41 \text{ capacidad total calculado manualmente}$$

$$(D/C) : 0.498 \text{ (compresión) cumple}$$

Cálculo de la Relación Demanda/Capacidad (D/C) extraído por ETABS:

Figura 36 Extraída del etabs.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r3} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.503 =	0.498 + 0.005 + 0

Nota. Extraído por ETABS

4.12 ANALISIS DE RESULTAD O.E3: Comparar los resultados estructurales y cuantitativos de ambas alternativas planteadas, mediante el cumplimiento de derivas, torciones, peso de la estructura y cortante basal.

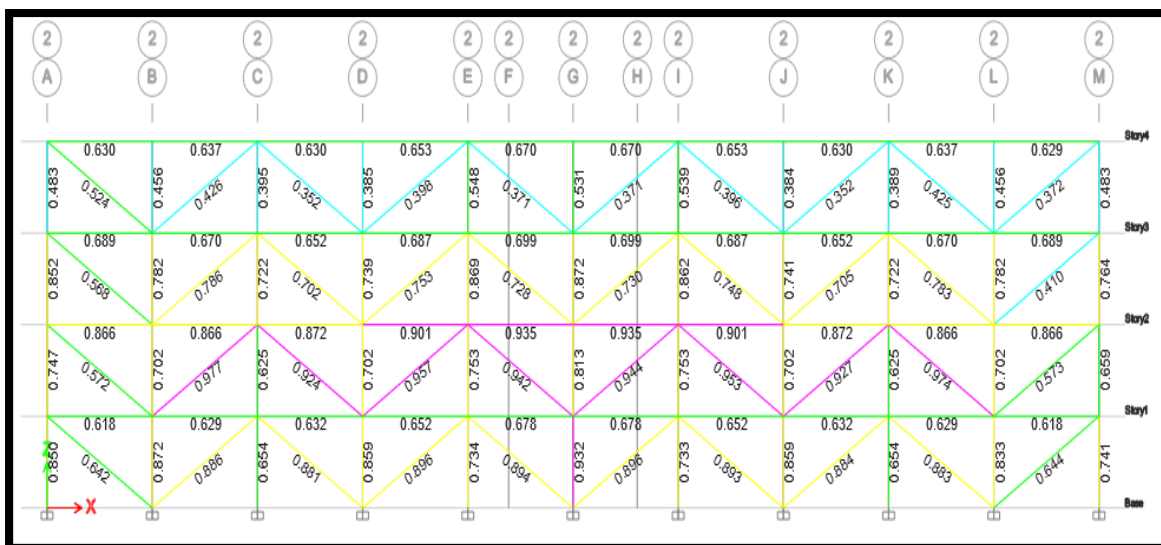
4.12.1 Diagonales configuración geométrica.

En el sistema EBF debe ser más analítico y cauteloso al ubicar elementos con excentricidad por que pueden generar cargas exageradamente altas al momento de modelar en el ETABS. Se diseño primero con una diagonal en todos los vanos continuos, después diagonal invertido en V en todos los vanos continuos, pero estos generaron momentos y cortantes. Por

este motivo, se adoptó el criterio de ubicar la excentricidad en vigas alternas, es decir, saltando un vano fue más conveniente menos complejo diseñar de esta manera como le observa en la figura 38 EBF.

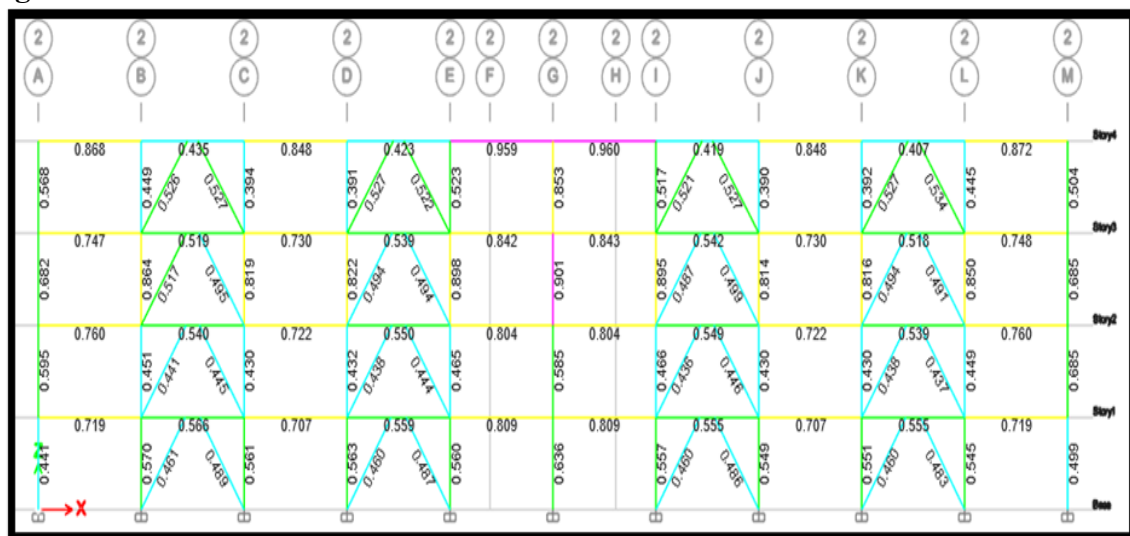
En el sistema SCBF se uso un a diagonal por vano a diferencia dos diagonales por vano en EBF. El diseño es menos complejo al ser concéntrico la diagonal distribuye cargas directamente al nodo por ello cumplir la resistencia a momentos y cortantes es más conveniente y rápido en análisis, incluso en derivas y torsiones. El diseño adoptó una diagonal inclinada por cada vano continua como se muestra en la figura 30 SCBF.

Figura 37



Nota. Extraído por ETABS

Figura 38



Nota. Extraído por ETABS

4.12.2 Factor (R) coeficiente de reducción de respuesta

Siguiendo los parámetros del ASCE 7-22 se usa diferentes factores de reducción de respuesta sísmica R establecido para el diseño cortante basal.

- R = 8, sistema (EBF), destacado por su desempeño sísmico, estabilidad global de la estructura permitiendo una deformación inelástica significativa, elevada ductilidad en sus elementos y la disipación de energía sí se concentra de manera controlada en un elemento fusible denominado enlace (link).
- R = 6. Sistema (SCBF) por que posee una capacidad de disipación de energía moderadamente alta mediante el comportamiento inelástico de las diagonales. Pero, esta capacidad de disipar energía es menor a los arrostramientos excéntricos cuando se analiza el desempeño sísmico a nivel global de la estructura.

Tabla 89 Comparación sistema SCBF Y EBF.

Factores y Coeficientes		Valor	Factores y Coeficientes		Valor
I		1.3	I		1.3
R (SCBF)		6	R (EBF)		8
ϕ_P		0.9	ϕ_P		0.9
ϕ_E		1	ϕ_E		1
Sa		1,008	Sa		1,008

4.12.3 Fuerza de cortante basal

11 al calcular con un factor R se obtienen fuerzas laterales distinto y también incluyendo peso sísmico ya que el pesos propios en cada sistema varia por ende se compara cortante basal final.

Tabla 90 Comparación pesos SCBF Y EBF.

SCBF			EBF		
peso de la estructura		679.5	peso de la estructura		738.86
D	L	D+0.25L	D	L	D+0.25L
Ton	Ton	Ton	Tonf	Tonf	Ton
100.8737	26.7764	108	107.6353	26.7764	114
191.7	75.025	210	203.0318	75.025	222
192.9905	75.025	212	210.6072	75.025	229
193.9622	75.025	213	217.5815	75.025	236
Total	peso sísmico	742	Total	peso sísmico	802

Tabla 91 Comparación periodo y fuerza lateral SCBF Y EBF.

SCBF		Pisos	Fi	EBF		Pisos	Fi
T=X	0.24		ton	T=X	0.218		Tonf
T=Y	0.402	4	46	T=Y	0.44	4	37
		3	67			3	53
		2	45			2	37
		1	23			1	19
total, de la fuerza lateral			180	total, de la fuerza lateral			146

La tabla 91 presenta un resumen comparativo del comportamiento dinámico y la distribución de fuerzas laterales entre los dos sistemas estructurales analizados: el sistema arriostrado concéntricamente (SCBF) y el sistema arriostrado excéntricamente (EBF). En primer lugar, los períodos de vibración muestran que el modelo SCBF presenta un período de 0.24 s en la dirección X y 0.402 s en la dirección Y, mientras que el EBF registra 0.218 s en X y 0.44 s en Y; esto refleja ligeras variaciones en la flexibilidad y rigidez lateral propia de cada configuración de diagonales. En segundo lugar, al analizar las fuerzas laterales por piso (Fi), se observa que el cortante basal total para el SCBF alcanza los 180 tonf, distribuyéndose en valores más altos a lo largo de los niveles (llegando a 67 tonf en el tercer piso), en contraste con el sistema EBF, cuyo cortante basal total es de 146 tonf. Estas diferencias demuestran cómo la tipología estructural influye directamente en la masa participante, la rigidez y la forma en que la edificación absorbe y disipa las demandas sísmicas de diseño.

4.12.4 Derivas y torciones

En la dirección Y solo se tiene un pórtico con 1 vano en cada piso. el sistema EBF tiene mayores derivas frente a SCBF, en los SCBF, los ejes de las diagonales, vigas y columnas convergen en un punto exacto, formando un sistema de armadura pura altamente rígido que se opone fuertemente al desplazamiento lateral elástico., mientras que el cortante basal del EBF es menor al SCBF, pero tomar en cuenta que el piso 1 en ambos sistemas tiene derivas casi similares en las que se puede comparar la diferencia entre volúmenes.

Tabla 92 Comparación derivas dirección Y, SCBF y EBF.

SCBF	Label	Output Case	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC-15"	EBF	Label	Output Case	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC-15"
Story4	1	sS.Ey	0.60%	SI CUMPLE	Story4	1	sS.Ey	0.70%	SI CUMPLE
Story4	2	sS.Ey	0.59%	SI CUMPLE	Story4	7	sS.Ey	0.75%	SI CUMPLE
Story4	14	sS.Ey	0.60%	SI CUMPLE	Story4	14	sS.Ey	0.70%	SI CUMPLE
Story4	15	sS.Ey	0.59%	SI CUMPLE	Story4	20	sS.Ey	0.75%	SI CUMPLE
Story4	27	sS.Ey	0.60%	SI CUMPLE	Story4	27	sS.Ey	0.69%	SI CUMPLE
Story4	28	sS.Ey	0.59%	SI CUMPLE	Story4	28	sS.Ey	0.71%	SI CUMPLE
			0.56%	SI CUMPLE				0.75%	SI CUMPLE
Story4	40	sS.Ey			Story4	40	sS.Ey		
Story3	1	sS.Ey	0.78%	SI CUMPLE	Story3	1	sS.Ey	1.05%	SI CUMPLE
Story3	2	sS.Ey	0.77%	SI CUMPLE	Story3	7	sS.Ey	0.91%	SI CUMPLE
Story3	14	sS.Ey	0.78%	SI CUMPLE	Story3	14	sS.Ey	1.05%	SI CUMPLE
Story3	15	sS.Ey	0.77%	SI CUMPLE	Story3	20	sS.Ey	0.91%	SI CUMPLE
Story3	27	sS.Ey	0.78%	SI CUMPLE	Story3	27	sS.Ey	1.05%	SI CUMPLE
Story3	28	sS.Ey	0.77%	SI CUMPLE	Story3	28	sS.Ey	1.02%	SI CUMPLE
Story3	40	sS.Ey	0.72%	SI CUMPLE	Story3	40	sS.Ey	0.93%	SI CUMPLE
Story2	1	sS.Ey	0.80%	SI CUMPLE	Story2	1	sS.Ey	1.09%	SI CUMPLE
Story2	2	sS.Ey	0.78%	SI CUMPLE	Story2	7	sS.Ey	0.99%	SI CUMPLE
Story2	14	sS.Ey	0.80%	SI CUMPLE	Story2	14	sS.Ey	1.09%	SI CUMPLE
Story2	15	sS.Ey	0.78%	SI CUMPLE	Story2	20	sS.Ey	0.99%	SI CUMPLE
Story2	27	sS.Ey	0.80%	SI CUMPLE	Story2	27	sS.Ey	1.09%	SI CUMPLE
Story2	28	sS.Ey	0.78%	SI CUMPLE	Story2	28	sS.Ey	1.07%	SI CUMPLE
Story2	40	sS.Ey	0.74%	SI CUMPLE	Story2	40	sS.Ey	1.00%	SI CUMPLE
Story1	1	sS.Ey	0.59%	SI CUMPLE	Story1	1	sS.Ey	0.90%	SI CUMPLE
Story1	2	sS.Ey	0.58%	SI CUMPLE	Story1	7	sS.Ey	0.82%	SI CUMPLE
Story1	14	sS.Ey	0.59%	SI CUMPLE	Story1	14	sS.Ey	0.90%	SI CUMPLE
Story1	15	sS.Ey	0.58%	SI CUMPLE	Story1	20	sS.Ey	0.82%	SI CUMPLE
Story1	27	sS.Ey	0.59%	SI CUMPLE	Story1	27	sS.Ey	0.90%	SI CUMPLE
Story1	28	sS.Ey	0.58%	SI CUMPLE	Story1	28	sS.Ey	0.88%	SI CUMPLE
Story1	40	sS.Ey	0.55%	SI CUMPLE	Story1	40	sS.Ey	0.83%	SI CUMPLE

En la dirección X tiene algunos pórticos con muchos vanos continuos en cada piso. el sistema EBF(piso 1, piso 2, piso 3) tiene mayores derivas frente a SCBF, mientras que el cortante basal del EBF es menor al SCBF es decir que el SCBF mejora las derivas cuando hay mayor redundancia en pórticos continuas ,donde se incorpora diagonales continuas en todo el eje.

Tabla 93 Comparación derivas dirección X, SCBF Y EBF.

SCBF	Label	Output Case	Deriva inelástica ΔM	<2% "NEC-15"	EBF	Label	Output Case	Deriva inelástica ΔM	<2% "NEC-15"
Story4	1	sS.Ex	0.12%	SI CUMPLE	Story4	1	sS.Ex	0.21%	SI CUMPLE
Story4	7	sS.Ex	0.12%	SI CUMPLE	Story4	7	sS.Ex	0.20%	SI CUMPLE
Story4	14	sS.Ex	0.13%	SI CUMPLE	Story4	14	sS.Ex	0.22%	SI CUMPLE
Story4	20	sS.Ex	0.13%	SI CUMPLE	Story4	20	sS.Ex	0.22%	SI CUMPLE
Story4	27	sS.Ex	0.13%	SI CUMPLE	Story4	27	sS.Ex	0.22%	SI CUMPLE
Story4	28	sS.Ex	0.13%	SI CUMPLE	Story4	28	sS.Ex	0.22%	SI CUMPLE
Story4	40	sS.Ex	0.12%	SI CUMPLE	Story4	40	sS.Ex	0.20%	SI CUMPLE
Story3	1	sS.Ex	0.20%	SI CUMPLE	Story3	1	sS.Ex	0.28%	SI CUMPLE
Story3	7	sS.Ex	0.20%	SI CUMPLE	Story3	7	sS.Ex	0.28%	SI CUMPLE
Story3	14	sS.Ex	0.21%	SI CUMPLE	Story3	14	sS.Ex	0.30%	SI CUMPLE
Story3	20	sS.Ex	0.21%	SI CUMPLE	Story3	20	sS.Ex	0.29%	SI CUMPLE
Story3	27	sS.Ex	0.21%	SI CUMPLE	Story3	27	sS.Ex	0.30%	SI CUMPLE
Story3	28	sS.Ex	0.21%	SI CUMPLE	Story3	28	sS.Ex	0.30%	SI CUMPLE
Story3	40	sS.Ex	0.20%	SI CUMPLE	Story3	40	sS.Ex	0.27%	SI CUMPLE
Story2	1	sS.Ex	0.26%	SI CUMPLE	Story2	1	sS.Ex	0.30%	SI CUMPLE
Story2	7	sS.Ex	0.26%	SI CUMPLE	Story2	7	sS.Ex	0.30%	SI CUMPLE
Story2	14	sS.Ex	0.27%	SI CUMPLE	Story2	14	sS.Ex	0.32%	SI CUMPLE
Story2	20	sS.Ex	0.27%	SI CUMPLE	Story2	20	sS.Ex	0.31%	SI CUMPLE
Story2	27	sS.Ex	0.27%	SI CUMPLE	Story2	27	sS.Ex	0.33%	SI CUMPLE
Story2	28	sS.Ex	0.27%	SI CUMPLE	Story2	28	sS.Ex	0.32%	SI CUMPLE
Story2	40	sS.Ex	0.26%	SI CUMPLE	Story2	40	sS.Ex	0.29%	SI CUMPLE
Story1	1	sS.Ex	0.23%	SI CUMPLE	Story1	1	sS.Ex	0.13%	SI CUMPLE
Story1	7	sS.Ex	0.23%	SI CUMPLE	Story1	7	sS.Ex	0.12%	SI CUMPLE
Story1	14	sS.Ex	0.24%	SI CUMPLE	Story1	14	sS.Ex	0.14%	SI CUMPLE
Story1	20	sS.Ex	0.24%	SI CUMPLE	Story1	20	sS.Ex	0.13%	SI CUMPLE
Story1	27	sS.Ex	0.24%	SI CUMPLE	Story1	27	sS.Ex	0.14%	SI CUMPLE
Story1	28	sS.Ex	0.24%	SI CUMPLE	Story1	28	sS.Ex	0.14%	SI CUMPLE
Story1	40	sS.Ex	0.23%	SI CUMPLE	Story1	40	sS.Ex	0.11%	SI CUMPLE

En la dirección Y solo se tiene un pórtico con 1 vano en cada piso. el sistema EBF tiene mayores torciones frente a SCBF, mientras que el cortante basal del EBF es menor al SCBF, es decir el SCBF reduce mejor las torciones.

Tabla 94 Comparación torsión dirección Y, SCBF y EBF.

CBF	Label	Output Case	$\Delta e_i/\Delta E$ prom	< 1.2	EBF	Label	Output Case	$\Delta e_i/\Delta E$ prom	< 1.2
Story4	1	sS.Ey	1.016	NO HAY TORSIÓN	Story4	1	sS.Ey	1.047	NO HAY TORSIÓN
Story4	2	sS.Ey			Story4	7	sS.Ey		
Story4	14	sS.Ey			Story4	14	sS.Ey		
Story4	15	sS.Ey			Story4	20	sS.Ey		
Story4	27	sS.Ey			Story4	27	sS.Ey		
Story4	28	sS.Ey			Story4	28	sS.Ey		
Story4	40	sS.Ey			Story4	40	sS.Ey		
Story3	1	sS.Ey	1.017	NO HAY TORSIÓN	Story3	1	sS.Ey	1.060	NO HAY TORSIÓN
Story3	2	sS.Ey			Story3	7	sS.Ey		
Story3	14	sS.Ey			Story3	14	sS.Ey		
Story3	15	sS.Ey			Story3	20	sS.Ey		
Story3	27	sS.Ey			Story3	27	sS.Ey		
Story3	28	sS.Ey			Story3	28	sS.Ey		
Story3	40	sS.Ey			Story3	40	sS.Ey		
Story2	1	sS.Ey	1.018	NO HAY TORSIÓN	Story2	1	sS.Ey	1.043	NO HAY TORSIÓN
Story2	2	sS.Ey			Story2	7	sS.Ey		
Story2	14	sS.Ey			Story2	14	sS.Ey		
Story2	15	sS.Ey			Story2	20	sS.Ey		
Story2	27	sS.Ey			Story2	27	sS.Ey		
Story2	28	sS.Ey			Story2	28	sS.Ey		
Story2	40	sS.Ey			Story2	40	sS.Ey		
Story1	1	sS.Ey	1.019	NO HAY TORSIÓN	Story1	1	sS.Ey	1.044	NO HAY TORSIÓN
Story1	2	sS.Ey			Story1	7	sS.Ey		
Story1	14	sS.Ey			Story1	14	sS.Ey		
Story1	15	sS.Ey			Story1	20	sS.Ey		
Story1	27	sS.Ey			Story1	27	sS.Ey		
Story1	28	sS.Ey			Story1	28	sS.Ey		
Story1	40	sS.Ey			Story1	40	sS.Ey		

El sistema SCBF registra factores ligeramente menores (entre 1.016 y 1.019), mientras que el sistema EBF presenta valores un poco más altos (entre 1.043 y 1.060). Esto comprueba que, aunque ambas tipologías cumplen satisfactoriamente con la norma y controlan los giros en planta, el sistema SCBF muestra una rigidez lateral que reduce en mayor medida la irregularidad torsional en comparación con el EBF.

En la dirección X tiene algunos pórticos con muchos vanos continuos en cada piso. el sistema EBF tiene mayores torciones frente a SCBF, mientras que el cortante basal del EBF es menor al SCBF, es decir el SCBF reduce mejor las torciones incluso en dirección que tiene mayor redundancia por la cantidad de pórticos continuos.

Tabla 95 Comparación torsión dirección X, SCBF y EBF.

CBF	Label	Output Case	$\Delta e_i/\Delta E$ prom cm/cm	< 1.2	EBF	Label	Output Case	$\Delta e_i/\Delta E$ prom	< 1.2
Story4	1	sS.Ex	1.041	NO HAY TORSIÓN	Story4	1	sS.Ex	1.046	NO HAY TORSIÓN
Story4	7	sS.Ex			Story4	7	sS.Ex		
Story4	14	sS.Ex			Story4	14	sS.Ex		
Story4	20	sS.Ex			Story4	20	sS.Ex		
Story4	27	sS.Ex			Story4	27	sS.Ex		
Story4	28	sS.Ex			Story4	28	sS.Ex		
Story4	40	sS.Ex			Story4	40	sS.Ex		
Story3	1	sS.Ex	1.032	NO HAY TORSIÓN	Story3	1	sS.Ex	1.043	NO HAY TORSIÓN
Story3	7	sS.Ex			Story3	7	sS.Ex		
Story3	14	sS.Ex			Story3	14	sS.Ex		
Story3	20	sS.Ex			Story3	20	sS.Ex		
Story3	27	sS.Ex			Story3	27	sS.Ex		
Story3	28	sS.Ex			Story3	28	sS.Ex		
Story3	40	sS.Ex			Story3	40	sS.Ex		
Story2	1	sS.Ex	1.023	NO HAY TORSIÓN	Story2	1	sS.Ex	1.050	NO HAY TORSIÓN
Story2	7	sS.Ex			Story2	7	sS.Ex		
Story2	14	sS.Ex			Story2	14	sS.Ex		
Story2	20	sS.Ex			Story2	20	sS.Ex		
Story2	27	sS.Ex			Story2	27	sS.Ex		
Story2	28	sS.Ex			Story2	28	sS.Ex		
Story2	40	sS.Ex			Story2	40	sS.Ex		
Story1	1	sS.Ex	1.022	NO HAY TORSIÓN	Story1	1	sS.Ex	1.109	NO HAY TORSIÓN
Story1	7	sS.Ex			Story1	7	sS.Ex		
Story1	14	sS.Ex			Story1	14	sS.Ex		
Story1	20	sS.Ex			Story1	20	sS.Ex		
Story1	27	sS.Ex			Story1	27	sS.Ex		
Story1	28	sS.Ex			Story1	28	sS.Ex		
Story1	40	sS.Ex			Story1	40	sS.Ex		

De esta misma manera el EBF es mayor al SCBF

4.12.4.1 Secciones del perfil

En el sistema SCBF las diagonales llega directamente al nudo del portico con una conexión de placa lo que adsorbe fuerzas laterales de esta manera lo que primero falla es la diagonal y no el nudo , pero en el sistema EBF la diagonal llega una distancia X (longitud de excentricidad) de la viga esta pequeña sección se llama LINK el cual disipa toda la cargas

sísmica pero al reducir el vano de una viga lo momentos y cortantes aumenta bruscamente por lo consiguiente las secciones elementos estructurales se diseña con mayor volumen.

Tabla 96 Perfiles de las vigas modelado en sistema SCBF.

	SITEMA SCBF	Mc	bf cm	Tf Cm	d cm	tw cm	Ag cm2	Peso kg/m
PISO 1	viga principal borde en eje X	X,1. VP	14.00	1.00	17.00	0.70	38.50	30.22
	viga principal central en eje X	X.1.VP (2)	16.00	1.20	18.00	0.70	49.32	38.72
	viga principal eje Y (borde y central)	Y.1.VP	15.00	1.00	22.00	0.90	48.00	37.68
	volado en eje x	volado	9.00	0.60	15.00	0.70	20.46	16.06
PISO 2	viga principal borde en eje X	X,2. VP	14.00	1.00	18.00	0.70	39.20	30.77
	viga principal central en eje X	X.2.VP (2)	13.00	0.90	19.00	0.70	35.44	27.82
	viga principal eje Y (borde y central)	Y.2.VP	15.00	1.00	23.00	0.90	48.90	38.39
	volado en eje x	volado	9.00	0.60	15.00	0.70	20.46	16.06
PISO 3	viga principal borde en eje X	X,3. VP	15.00	1.00	18.00	0.90	44.40	34.85
	viga principal central en eje X	X.3.VP (2)	15.00	1.00	20.00	0.90	46.20	36.27
	viga principal eje Y (borde y central)	Y.3.VP	16.00	1.10	20.00	1.00	53.00	41.61
	volado en eje x	volado	9.00	0.60	15.00	0.70	20.46	16.06
PISO 4	viga principal borde en eje X	X,4. VP	10.00	0.80	18.00	0.60	25.84	20.28
	viga principal central en eje X	X.4.VP (2)	10.00	0.80	18.00	0.60	25.84	20.28
	viga principal eje Y (borde y central)	Y.4.VP	8.00	0.90	25.00	0.70	30.64	24.05
	volado en eje x	volado	9.00	0.60	15.00	0.70	20.46	16.06
TODOS LOS PISOS	viga secundaria	VS	13	0.9	20	0.8	37.96	29.80
TOTAL								474.99

Tabla 97 Perfiles de las vigas modelado en sistema EBF.

	EBF	Mc	Bf Cm	tf cm	d cm	tw cm	Ag cm2	Peso kg/m
PISO 1	con excentricidad borde en eje X	X,1.VP	35.00	2.20	40.00	1.60	210.96	165.60
	con excentricidad central en eje X	X.1.VP (2)	35.00	2.20	40.00	1.60	210.96	165.60
	con excentricidad eje Y(borde y central)	Y.1.VP	20.00	1.30	25.00	1.00	74.40	58.40
	volado en eje x	vola(1,2,3)	14.00	0.90	14.00	0.70	33.74	26.49
	viga normal borde en eje X	VS(3)	17.00	1.10	20.00	0.80	51.64	40.54
	viga normal central en eje X	VS(2)	18.00	1.10	22.00	0.80	55.44	43.52
	viga secundario	VS(3,2,1)	13.00	0.90	19.00	0.80	37.16	29.17
PISO 2	con excentricidad borde en eje X	X,2.VP	27.00	1.70	30.00	1.10	121.06	95.03
	con excentricidad central en eje X	X.2.VP (2)	25.00	1.60	25.00	1.00	101.80	79.91
	con excentricidad eje Y(borde y central)	Y.2.VP	20.00	1.30	25.00	1.00	74.40	58.40
	volado en eje x	vola(1,2,3)	14.00	0.90	14.00	0.70	33.74	26.49
	viga normal borde en eje X	VS(3)	17.00	1.10	20.00	0.80	51.64	40.54
	viga normal central en eje X	VS(2)	18.00	1.10	22.00	0.80	55.44	43.52
	viga secundario	VS(3,2,1)	13.00	0.90	19.00	0.80	37.16	29.17
PISO 3	viga principal borde en eje X	X,3.VP	24.00	1.70	25.00	1.00	103.20	81.01
	viga principal central en eje X	X.3.VP (2)	24.00	1.70	25.00	1.00	103.20	81.01
	viga principal eje Y(borde y central)	Y.3.VP	20.00	1.30	25.00	1.00	74.40	58.40
	volado en eje x	vola(1,2,3)	14.00	0.90	14.00	0.70	33.74	26.49
	viga normal borde en eje X	VS(3)	17.0	1.10	20.00	0.80	51.64	40.54
	viga normal central en eje X	VS(2)	18.0	1.10	22.00	0.80	55.44	43.52
	viga secundario	VS(3,2,1)	13.0	0.90	19.00	0.80	37.16	29.17

PISO 4	viga principal borde en eje X	X,4.VP	21.00	1.30	22.00	0.90	72.06	56.57
	va principal central en eje X	X.4.VP (2)	23.00	1.40	22.00	0.90	81.68	64.12
	viga principal eje Y(borde y central)	Y.4.VP	15.00	1.00	20.00	0.60	40.80	32.03
	volado en eje x	volado	9.00	0.60	15.00	0.70	20.46	16.06
	viga normal borde en eje X	VS4-	14.00	0.90	15.00	0.80	35.76	28.07
	viga normal central en eje X	VS4-	14.00	0.90	15.00	0.80	35.76	28.07
	viga secundariao	VS	13	0.9	19	0.8	37.16	29.17
							TOTAL	1516.62

Tabla 98 Perfiles de las columnas modelado en sistema SCBF.

SCBF		Bc	Hc	E	As	Peso
		Cm	cm	Cm	cm2	kg/m
PISO 1	1 ESQU	27.0	22.0	1.6	146.56	115.05
	1 BORDE, CENTRAL	18.0	12.0	1.0	56.00	43.96
PISO 2	2 ESQU	24.0	19.0	1.4	112.56	88.36
	2 BORDE, CENTRAL	14.0	10.0	0.9	39.96	31.37
PISO 3	3 ESQU	17.0	12.0	1.0	54.00	42.39
	3 BORDE, CENTRAL	14.0	9.0	0.8	34.24	26.88
PISO 4	4 ESQU	17.0	12.0	1.0	54.00	42.39
	4 BORDE, CENTRAL	14.0	9.0	0.8	34.24	26.88

Tabla 99 Perfiles de las columnas modelado en sistema EBF.

	EBF	Bc cm	Hc cm	E Cm	As cm2	Peso kg/m
PISO 1	con excentricidad 1 ESQU	26.0	35.0	2.0	228.00	178.98
	con excentricidad 1 BORDE, CENTRAL	30.0	35.0	2.1	255.36	200.46
	columna normal	19.0	24.0	1.5	120.00	94.20
PISO 2	con excentricidad 2 ESQU	19.0	27.0	1.5	129.00	101.27
	con excentricidad 2 BORDE, CENTRAL	18.0	24.0	1.3	102.44	80.42
	columna normal	19.0	24.0	1.5	120.00	94.20
PISO 3	con excentricidad 3 ESQU	17.0	22.0	1.2	87.84	68.95
	con excentricidad 3 BORDE, CENTRAL	16.0	21.0	1.2	83.04	65.19
	columna normal	12.0	17.0	1.0	54.00	42.39
PISO 4	con excentricidad 4 ESQU	17.0	22.0	1.2	87.84	68.95
	con excentricidad 4 BORDE, CENTRAL	16.0	21.0	1.2	83.04	65.19
	columna normal	8.0	1.3	0.8	12.32	9.67

Tabla 100 Perfiles de las diagonales modelado en sistema SCBF.

	SCBF	B Cm	e cm	Ag cm2	Peso kg/m
PISO 1	DIA 1	10.00	0.80	29.44	23.11
	DIA1 Y	18.00	1.20	80.64	63.30
PISO 2	DIA 2	9.00	0.70	23.24	18.24
	DIA2 Y	17.00	1.20	75.84	59.53
PISO 3	DIA 3	9.00	0.70	23.24	18.24
	DIA3 Y	16.00	1.00	60.00	47.10
PISO 4	DIA 4	8.00	0.60	17.76	13.94
	DIA2 4Y	12.00	0.90	39.96	31.37

Tabla 101 Perfiles de las diagonales modelado en sistema EBF.

EBF		B Cm	E cm	Ag cm2	Peso kg/m	Excentricidad e(cm)
PISO 1	DIA 1	25.00	1.80	167.04	131.13	75
	DIA1 Y	18.00	1.20	80.64	63.30	60
PISO 2	DIA 2	18.00	1.20	80.64	63.30	58
	DIA2 Y	17.00	1.20	75.84	59.53	60
PISO 3	DIA 3	18.00	1.10	74.36	58.37	55
	DIA3 Y	17.00	1.00	64.00	50.24	70
PISO 4	DIA 4	15.00	0.90	50.76	39.85	45
	DIA2 4Y	14.00	0.90	47.16	37.02	50

4.13 ANALISIS DE RESULTADOS

Se creo una tabla donde se obtuvo el promedio de las derivas de cada piso.

Tabla 102 Porcentaje de cual sistema logra mayor reducci3n en derivas

Promedio deriva por piso			
Pisos	Direcci3n	SCBF	EBF
P4	Y	0.59%	0.72%
P3	Y	0.77%	0.99%
P2	Y	0.78%	1.05%
P1	Y	0.58%	0.86%
Promedio deriva por piso			
Pisos	Direcci3n	SCBF	EBF
P4	X	0.12%	0.21%
P3	X	0.21%	0.29%
P2	X	0.27%	0.31%
P1	X	0.23%	0.13%

Se cre3 una tabla en la que se obtuvo un promedio de torciones por piso.

Tabla 103 Comparativa del porcentaje de reducción en efectos torsionales por sistema estructural.

Menor al 1.2			
Pisos	Dirección	SCBF	EBF
P4	Y	1.017	1.047
P3	Y	1.018	1.060
P2	Y	1.019	1.043
P1	Y	1.019	1.044

Menor al 1.2			
Pisos	Dirección	SCBF	EBF
P4	X	1.041	1.046
P3	X	1.032	1.043
P2	X	1.023	1.050
P1	X	1.022	1.109

La ratio de diseño/demanda-capacidad (D/C, unity ratio) calculada por ETABS según el procedimiento de diseño.

Los elementos que tiene mejor capacidad de diseño considerado por el ETABS es el sistema EBF por tiene mayores elementos celeste que están en el rango 0-0.5

El sistema SCBF tiene elementos cerca de 0.9, estas se representan de color morado, mismas que están al límite del diseño capacidad generado por ETABS

Figura 39 Sistema SCBF: Demanda-Capacidad en direccion X.

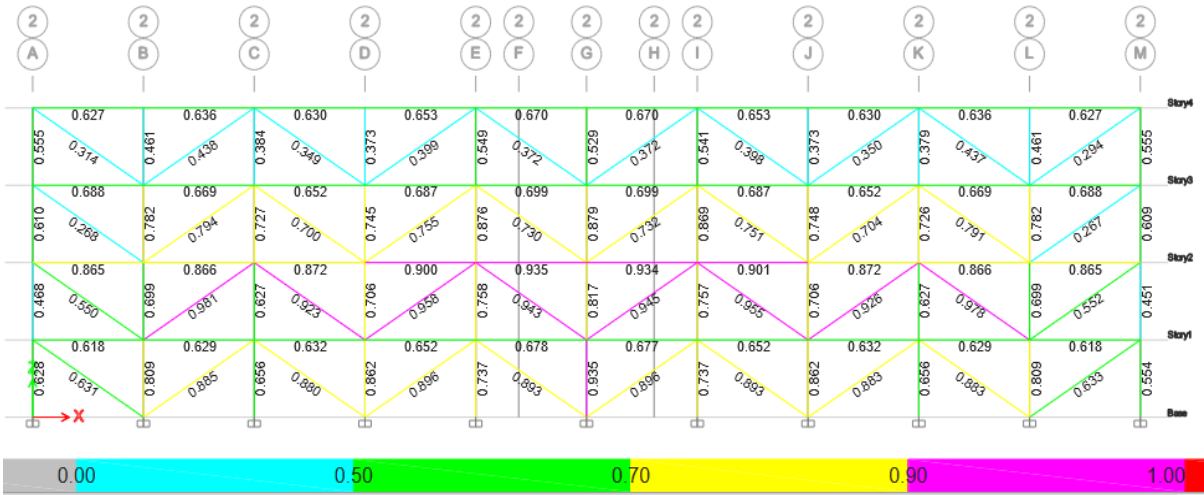


Figura 40 Sistema SCBF: Demanda-Capacidad en direccion Y.

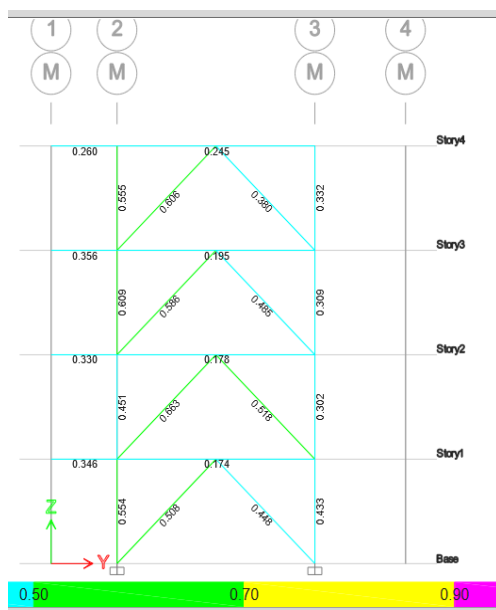


Figura 41 Sistema EBF: Demanda-Capacidad en direccion X.

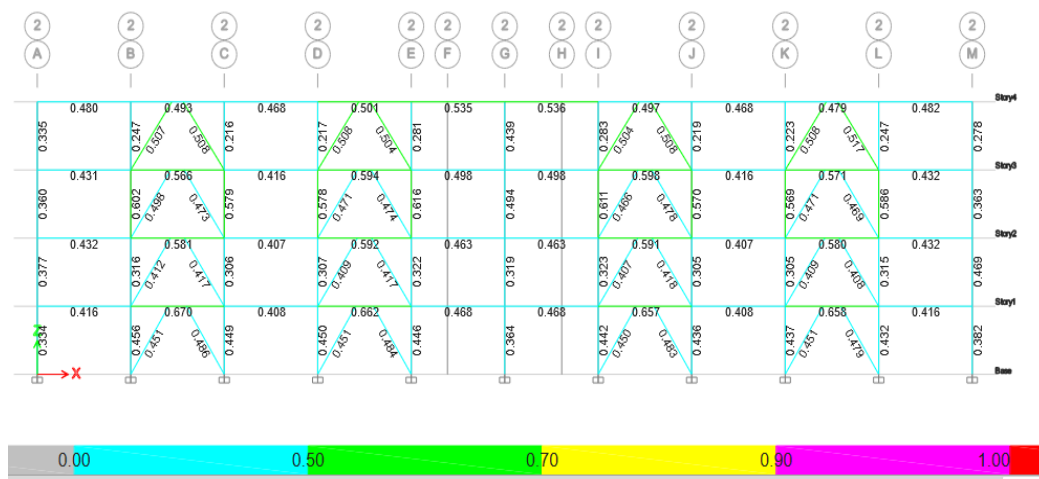
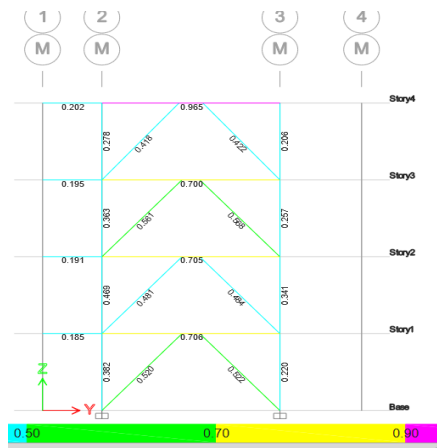


Figura 42 Sistema EBF: Demanda-Capacidad en direccion Y



CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

OE1) El sistema de arriostramientos especiales concéntricos (SCBF)

Se calculó que el peso de la estructura es de 680 ton, con un período de 0,40 s. El diseño del cortante basal es de 180 ton, siguiendo los parámetros ASCE 7-22, este dictamina un factor $R = 6$, asignado a este sistema por ser un dissipador de energía moderadamente dúctil en sus elementos, en comparación con el otro sistema evaluado.

La incorporación de una diagonal inclinada por cada vano, de forma continua, reduce las derivas moderadamente, en los pisos (P4, P3, P2, P1), con una reducción en la dirección Y de 0.59%, 0.77%, 0.78%, 0.58%, respectivamente, y en la dirección X de 0.12%, 0.21%, 0.27%, 0.23%. La torsión se reduce en la dirección Y, con valores de 1.017, 1.018, 1.019, 1.019 y en la dirección X, con valores de 1.041, 1.032, 1.023, 1.022.

Las solicitaciones de fuerzas internas generadas en el ETABS se mantuvieron normales, lo que facilitó el cumplimiento del diseño a resistencia, a cargas axiales, momentos y cortantes.

OE2) Los arriostramientos excéntricos (EBF):

Se calculó que el peso de la estructura es de 739 ton, con un período de 0,44 s. El diseño del cortante basal es de 146 ton, siguiendo los parámetros del ASCE 7-22, que dictamina un factor $R = 8$ para este sistema, por ser dissipador de energía en sus elementos con alta ductilidad, en comparación con el otro sistema.

El tipo de diagonal corresponde a una configuración en V invertida, por criterio de diseño, se incorporó en vigas alternas, es decir, saltando un vano, lo que redujo las derivas en los pisos (P4, P3, P2, P1), con un promedio de reducción en la dirección Y de 0.72%, 0.99%, 1.05%, 0.86% y en la dirección X de 0.21%, 0.29%, 0.31%, 0.13%.

Las torciones se reducen en la dirección Y 1.047, 1.060, 1.043, 1.044 y dirección X 1.046, 1.043, 1.050, 1.109.

La excentricidad incorporada en el modelo de ETABS genera incrementos exageradamente altos en las solicitaciones de fuerzas internas, lo que complicó el cumplimiento de los requerimientos de resistencia a cargas axiales, momentos y cortantes.

OE3) Se comparan los resultados cualitativos y cuantitativos de ambos sistemas evaluados.

Los sistemas SCBF y EBF, diseñados bajo criterios de sismorresistencia, exponen un mejor comportamiento frente al sistema tradicional conocido como SMRF.

En ambos sistemas se obtuvieron estructuras ligeras y con alta resistencia a cargas sísmicas. En cuanto a cantidades, el peso de la estructura del sistema SCBF es menor al del EBF, con una diferencia de 59 toneladas, su período en el sistema SCBF es menor al del EBF. En cortantes basales, el sistema SCBF presenta mayores fuerzas laterales frente al EBF, con una diferencia de 34 toneladas.

Los resultados de las derivas inelásticas y de la torsión excesiva demuestran que ambos parámetros son controlados eficazmente por los dos sistemas. Al comparar el porcentaje de reducción de derivas por piso y torsiones, el sistema SCBF resulta tener mayor ventaja al ser inferior en los límites frente al sistema EBF en las dos direcciones.

En el sistema EBF, las columnas, vigas y diagonales presentan mayores dimensiones frente al SCBF, tomando en cuenta solo los elementos que incorporan diagonales concéntricas y excéntricas.

OG) El sistema de arriostramiento concéntrico (SCBF) es más ligero en peso, mayor rigidez con un período de menor vibración, logrando un ahorro económico en cuestión de volúmenes frente al EBF.

El cortante basal del sistema SCBF presenta mayor demanda sísmica de diseño, ya que este sistema logra la fluencia en las diagonales, diseñadas a tensión y compresión, mientras que el EBF logra la fluencia en el link, diseñado a falla por corte o flexión, elemento que atribuye mayor ductilidad según las investigaciones del ASCE 7 para un comportamiento de estructuras sísmicas.

La incorporación de diagonales concéntricas en el sistema SCBF generó estructuras más rígidas y resistentes, mejora las derivas y la torsión frente al EBF, es decir, el SCBF presenta mayor resistencia a fuerzas laterales.

La propiedad de rigidez del sistema EBF presenta una mínima diferencia frente al SCBF, pero el incremento de secciones, tanto en el alma como en el patín de los elementos estructurales principales de un pórtico, le confiere un aumento en la ductilidad del material frente al SCBF, lo cual también se evidenció en las capacidades de carga del material. Se muestra que el EBF tiene mayores elementos de columnas y vigas en color celeste.

El sistema EBF demanda mayor tiempo de análisis, debido a las solicitaciones de fuerzas internas excesivamente altas registradas en el software ETABS, lo cual complica el diseño a resistencia de los elementos estructurales frente al sistema SCBF.

5.2 RECOMENDACIONES

R1) Al verificar que el sistema SCBF presenta alta resistencia lateral, comparando derivas, torsión y efectos $P-\Delta$, se observa que en la dirección X y Y, las derivas son menores que en el sistema EBF. Esto se debe a que el diseño concéntrico del SCBF utiliza únicamente una diagonal, mientras que el diseño excéntrico emplea dos diagonales en configuración de V invertida. Para lograr una mejor distribución de cargas, ambos sistemas deberían incorporar diagonales dobles, especialmente en distancias largas, donde los vanos resultan más críticos, como en el presente caso, en el que los pórticos tienen una longitud de 6 metros.

R2) Para el diseño del sistema EBF, es importante analizar detalladamente la forma de incorporar las diagonales en el pórtico, ya sea de manera continua en todos los vanos o salteando un vano, también verificar si la excentricidad adoptada es corta o larga, estas variaciones afectan directamente la configuración del modelo en ETABS, generando momentos elevados, específicamente en la viga.

R3) Se recomienda complementar el análisis mediante el método pushover, ya que la comparación del diseño sismorresistente solo demuestra que el SCBF presenta un porcentaje ligeramente mayor de rigidez y un menor peso frente al sistema EBF. Pero, diversas investigaciones han demostrado que el diseño excéntrico EBF, al incorporar el elemento link, permite una mayor capacidad de fluencia y ductilidad. Por ello, resulta importante obtener la curva de capacidad de ambos sistemas para alcanzar una conclusión más precisa.

R4) Los pórticos internos que no incorporan diagonales deben cumplir con el criterio de columna fuerte–viga débil, especialmente en el sistema EBF, donde los pórticos con excentricidad presentan un incremento considerable en sus fuerzas internas, a diferencia de los pórticos sin excentricidad. Por esta razón, estos últimos podrían diseñarse con menores dimensiones, contribuyendo a la reducción del peso global de la estructura.

CAPITULO VI: BIBLIOGRAFIA

- Giordani, C., & Leone, D. (2015). ESTRUCTURA. Departamento de Ingeniería Civil: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL. Obtenido de https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/1_anio/civil1/files/IC%20I-Estructura.pdf
- Abreu, J. L. (2012). Hipótesis, Método & Diseño de Investigación. International Journal of Good Conscience. 7(2) 187-197. Julio 2012. ISSN 1870-557X, 187-197.
- American Institute of Steel Construction, (. 3.-2. (2022). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-22). Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- Banshuy, J., & Guamunshi, E. (2024). Título “Análisis comparativo de la normativa dispuesta en la ACI. Riobamba: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO.
- Bautista Benalcazar, B. A., & Inca Encarnación, D. S. (2023). ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PARA EDIFICACIONES. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.
- Comité ACI, 3. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05). Obtenido de https://www.oaxaca.gob.mx/sinfra/wp-content/uploads/sites/14/2016/02/ACI_318_2005.pdf
- Conislla, P. (31 de Mayo de 2018). Scribd. Obtenido de Scribd: <https://es.scribd.com/document/380626963/Muros-de-Acero>
- CORSA, G. (2020). GERDAU CORSA. Obtenido de GERDAU CORSA: <https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/que-son-las-estructuras-de-acero>
- Crisafulli, F. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo.
- García Vines, L. J., Palacios Rodríguez, J., Mendoza Palacios, A. M., & Rodríguez Solorzano, J. C. (2021). Análisis de reforzamiento sísmico de edificio de docentes #1 de la Universidad Técnica de Manabí. RIEMAT, 9.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. d. (2014). Metodología de la investigación. México D.F: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Luco, D. I. (2017). docplayer. Obtenido de docplayer: <https://docplayer.es/42228143-Los-materiales-y-su-impacto-sobre-la-tecnologia-de-construccion-analisis-historico-tecnico.html>
- Macías Calderón, A. G. (2023). Análisis comparativo técnico-económico entre pórticos con arriostramientos concéntricos especiales (SCBF) y pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) en una edificación de acero de 6 niveles. Análisis comparativo técnico-económico entre

pórticos con arriostramientos concéntricos especiales (SCBF) y pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) en una edificación de acero de 6 niveles. Guayaquil: Universidad de Guayaquil.

Mateo Villao, K. M., & Medina Carvajal, D. N. (2021). ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON PORTICOS DE HORMIGON ARMADO Y UNA DE MUROS PORTANTE DE HORMIGON ARMADO EN EL CANTON SANTA ELENA, PROVINCIA DE SANTA ELENA. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.

MATEUS, G. (2023). ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.

ME-GA. (2024). ME-GA PROYECTOS DE SONORA. Obtenido de ME-GA PROYECTOS DE SONORA: <https://www.megaproyectos.mx/>

MIDUVI. (2015). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.

Montero Villalta, & Vera Baque. (2022). Análisis comparativo sismorresistente entre pórticos especiales con arriostramientos concéntricos (SCBF) y pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) de un edificio de 4 plantas de estructura metálica. Análisis comparativo sismorresistente entre pórticos especiales con arriostramientos concéntricos (SCBF) y pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) de un edificio de 4 plantas de estructura metálica. Guayaquil, Guayaquil, Ecuador: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (UCSG).

NEC - SE - AC. (2015). ESTRUCTURAS. QUITO: NORMA ECUATORIANA. Obtenido de <https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/6.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>

NEC-SE-DS. (2015). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC. QUITO: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Obtenido de https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf

QUAKETEK. (2020). QUAKETEK. Obtenido de QUAKETEK: <https://quaketek.com/es/diagonales-restringidas-al-pandeo/>

Santos Asencio, Á. M., & Soriano Castillo, K. L. (2021). ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.

Sauter, F. (1989). Introducción a la sismología aplicada a la ingeniería estructural. Obtenido de Introducción a la sismología aplicada a la ingeniería estructural.

SkyCiv. (5 de Septiembre de 2020). CLOUD STRUCTURAL SOFTWARE. Obtenido de SkyCiv CLOUD STRUCTURAL SOFTWARE: <https://skyciv.com/es/docs/tutorials/reinforced-concrete-tutorials/reinforced-concrete-vs-prestressed-concrete/>

Tipán Proaño, D. A. (2021). Estudio comparativo del comportamiento estructural de un edificio de acero de 6 pisos utilizando sistemas de protección sísmica pasiva: Pórticos Arriostrados Concéntricos (SCBF) y Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF). Estudio comparativo del comportamiento estructural de un edificio de acero de 6 pisos utilizando sistemas de protección sísmica pasiva: Pórticos Arriostrados Concéntricos (SCBF) y Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF). (Tesis de grado, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE). Repositorio Institucional ESPE.

Villón Pico, M. P. (2023). ANÁLISIS DE COSTOS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS EN MUROS PORTANTES. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.

Wigle, V. R., & Fahnestock, L. A. (2009). Buckling-restrained braced frame connection performance. ELSERVIER, 10.