

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Estudio comparativo del diseño sismo resistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos concéntrico y excéntrico en la Unidad Educativa Tres de Marzo

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad del Trabajo de Titulación: Proyecto de titulación con componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autora: Ing. María Natividad Sanabria Espinoza

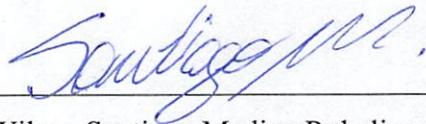
Director: Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg.

Ambato – Ecuador

2023

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

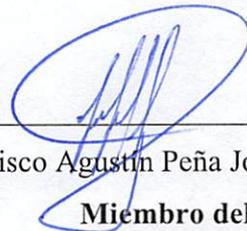
El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores:, Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg. e Ing. Francisco Agustín Peña Jordán, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICO Y EXCÉNTRICO EN LA UNIDAD EDUCATIVA TRES DE MARZO”, elaborado y presentado por la señorita, Ing. María Natividad Sanabria Espinoza, para optar por el Título de cuarto nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.



Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal



Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg.
Miembro del Tribunal



Ing. Francisco Agustín Peña Jordán, Mg.
Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

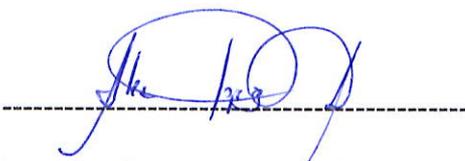
La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación, presentado con el tema: ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICO Y EXCÉNTRICO EN LA UNIDAD EDUCATIVA TRES DE MARZO, le corresponde exclusivamente a: Ing. María Natividad Sanabria Espinoza, Autora, bajo la Dirección del Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg., Director del Trabajo de Titulación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. María Natividad Sanabria Espinoza

c.c.: 0202053096

AUTORA



Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg.

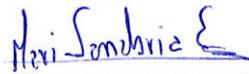
c.c.: 1802919322

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing. María Natividad Sanabria Espinoza

c.c.: 0202053096

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánicaii	
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL de contenidos	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
DEDICATORIA	xvii
AGRADECIMIENTO.....	xviii
RESUMEN EJECUTIVO	xix
EXECUTIVE SUMMARY.....	xxi
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Objetivos.....	2
CAPÍTULO II	3
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	3
2.1. Antecedentes investigativos	3
2.1.1. Interacción suelo – estructura	3
2.1.2. Características arquitectónicas de unidades educativas.....	4
2.1.3. Comportamiento sísmico de pórticos arriostrados concéntrica y excéntricamente.....	5
2.2. Marco teórico.....	10

2.2.1.	Interacción suelo estructura	10
2.2.2.	Dimensionamiento de espacios educativos.....	12
2.2.3.	Arriostramientos concéntricos y excéntricos	13
2.2.4.	Criterios de diseño para sistemas CBF	15
2.2.4.1.	Fuerzas laterales distribuidas	16
2.2.4.2.	Requerimientos de las conexiones	17
2.2.4.3.	Requerimientos sismorresistentes de AISC 341	18
2.2.5.	Criterios de diseño para sistemas EBF	20
2.2.5.1.	Parámetros de diseño de los vínculos EBF	21
2.2.5.2.	Consideraciones de arriostramiento	22
2.2.5.3.	Requerimientos de la AISC 341 para sistemas de arriostramiento EBF 24	
2.2.5.4.	Refuerzos de enlace para secciones transversales en forma de I	25
2.2.6.	Análisis Pushover	26
CAPÍTULO III		27
MARCO METODOLÓGICO		27
3.1.	Ubicación.....	27
3.2.	Equipos y materiales.....	27
3.3.	Tipo de investigación	28
3.4.	Prueba de hipótesis	29
3.5.	Población o muestra	29
3.6.	Recolección de información	30
3.6.1.	Técnica documental	30
3.6.2.	Estudio comparativo	30
3.6.3.	Características arquitectónicas, elementos constitutivos y condiciones de carga planteadas para el estudio.....	30

3.6.3.1.	Materiales y recurso de masa empleados en el modelamiento	31
3.6.3.2.	Geometría específica de la edificación	32
3.6.3.3.	Configuración geométrica de los sistemas de arriostramiento.....	35
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico	41
3.7.1.	Análisis estadístico	41
3.7.2.	Diseño Experimental.....	41
3.8.	Variables respuesta.....	41
CAPÍTULO IV.....		42
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		42
4.1.	Caracterización el tipo de suelo propio del cantón Chimbo, Barrio Tamban con interacción entre suelo – estructura para el diseño de la edificación de cinco pisos. 42	
4.2.	Descripción de las características arquitectónicas, elementos constitutivos y condiciones de carga planteadas para el estudio.	45
4.3.	Configuración de los arriostramientos concéntricos y excéntricos que se aplicaron en el diseño de la edificación de cinco pisos.....	50
4.4.	Comparación del comportamiento sísmico de la edificación de cinco pisos con la aplicación de arriostramientos concéntricos y excéntricos	52
4.4.1.	Estructuras pórticos arriostramientos.....	52
4.4.1.1.	Arriostramiento en X.....	52
4.4.1.2.	Arriostramiento en V invertida	67
4.4.2.	Análisis no lineal estático <i>Pushover</i>	81
4.4.2.1.	Demanda sísmica	81
4.4.2.2.	Resultados del análisis estático no lineal	81
4.4.2.3.	Curvas de capacidad y puntos de desempeño	83
4.4.3.	Estado límite de servicio.....	91
4.4.4.	Corrección del factor de reducción sísmica R	91

4.4.4.1.	Ductilidad de demanda.....	91
4.4.5.	Resumen de resultados.....	91
4.4.5.1.	Verificación de diseño de miembros estructurales.....	93
4.5.	Verificación de la hipótesis	94
4.5.1.	Variable dependiente	94
4.5.2.	Variable Independiente	94
4.5.3.	Hipótesis nula H_0	94
4.5.4.	Hipótesis alterna H_a	94
4.5.5.	Modelo matemático	94
4.6.	Diseño de elementos de conexión	96
4.6.1.	Diseño de las cimentaciones	96
4.6.2.	Diseño de la placa base.....	100
4.6.3.	Diseño de la conexión entre vigas y columnas	100
4.6.4.	Diseño de las conexiones de los elementos arriostrados	101
CAPÍTULO V		104
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		104
5.1.	Conclusiones.....	104
5.2.	Recomendaciones	105
BIBLIOGRAFÍA.....		107
ANEXOS.....		111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3- 1: Requerimientos mínimos para los espacios del bloque educativo [9].....	31
Tabla 3- 2: Propiedades del acero ASTM A36	31
Tabla 3- 3: Propiedades del hormigón	32
Tabla 3- 4: Propiedades calculadas para las vigas soldadas principales en las aulas	32
Tabla 3- 5: Propiedades calculadas para las vigas soldadas secundarias en las aulas	32
Tabla 3- 6: Propiedades calculadas para las columnas en las aulas.....	33
Tabla 3- 7: Propiedades calculadas para las vigas soldadas principales en los pasillos	33
Tabla 3- 8: Propiedades calculadas para las vigas soldadas secundarias para los pasillos	33
Tabla 3- 9: Propiedades calculadas para las columnas para los pasillos.....	34
Tabla 3- 10: Propiedades de la sección IPE 200 para el sistema de arriostramientos	34
Tabla 3- 11: Propiedades de la sección IPE 300 para el sistema de arriostramientos	35
Tabla 3- 12: Arriostramientos concéntricos en X y V planteados en el edificio de cinco plantas.	35
Tabla 3- 13: Arriostramientos excéntricos en X y V planteados en el edificio de cinco plantas.	36
Tabla 3- 14: Estimación de valores por carga muerta.....	37
Tabla 3- 15: Cargas vivas consideradas como carga uniforme	37
Tabla 3- 16: Datos para calcular la localización de rótulas plásticas.....	39
Tabla 3- 17: Localización de rótulas plásticas de las vigas paralelas al eje X.....	39
Tabla 3- 18: Localización de rótulas plásticas de las vigas paralelas al eje Y.....	39
Tabla 3- 19: Localización de rótulas plásticas en las columnas.....	40
Tabla 4-1:Características del suelo en la Unidad Educativa tres de Marzo.....	44
Tabla 4-2: Características del suelo	44

Tabla 4-3: Características del suelo, valores promedio	44
Tabla 4-4: Factores de modificación del espectro sísmico y coef. de cortante basal.	46
Tabla 4-5: Resultados del predimensionamiento de las vigas principales en las aulas	47
Tabla 4-6: Resultados del predimensionamiento de las vigas secundarias en las aulas	48
Tabla 4-7: Resultados del predimensionamiento de las columnas en las aulas	49
Tabla 4-8: Propiedades de la sección IPE 200 para el sistema de arriostramientos ..	51
Tabla 4-9: Propiedades de la sección IPE 300 para el sistema de arriostramientos ..	51
Tabla 4-10: Periodos y modos de vibración de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.	52
Tabla 4-11: Participaciones de masa de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.....	53
Tabla 4-12: Cortante basal estático de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.....	53
Tabla 4-13: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.....	54
Tabla 4-14: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.....	55
Tabla 4-15: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en V concéntrica y excéntrica.....	55
Tabla 4-16: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en V concéntrica y excéntrica.....	56
Tabla 4-17: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada con diagonales cruzadas concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	56
Tabla 4-18: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	58
Tabla 4-19: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico.....	59

Tabla 4-20: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico.....	60
Tabla 4-21: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	62
Tabla 4-22: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	63
Tabla 4-23: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico.....	64
Tabla 4-24: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico.....	66
Tabla 4-25: Periodos y modos de vibración de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica.	67
Tabla 4-26: Participaciones de masa de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica.	68
Tabla 4-27: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada con diagonales cruzadas concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	68
Tabla 4-28: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	69
Tabla 4-29: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico.....	71
Tabla 4-30: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico.....	72
Tabla 4-31: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	73
Tabla 4-32: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático	75
Tabla 4-33: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico	76

Tabla 4-34: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico	77
Tabla 4-35: Verificación de irregularidad de piso blando CBF-X.....	79
Tabla 4-36: Verificación de irregularidad de piso blando EBF-X.....	79
Tabla 4-37: Verificación de irregularidad de piso blando CBF-V.....	80
Tabla 4-38: Verificación de irregularidad de piso blando EBF-V.....	80
Tabla 4-39: Datos de la demanda sísmica para el análisis estático no lineal	81
Tabla 4-40: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio CBF-X eje X	83
Tabla 4-41: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio CBF-X eje Y	84
Tabla 4-42: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio CBF-V eje X	85
Tabla 4-43: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio CBF-V eje Y	86
Tabla 4-44: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio EBF-X eje X	87
Tabla 4-45: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio EBF-X eje Y	88
Tabla 4-46: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio EBF-V eje X	89
Tabla 4-47: Resultados de análisis no lineal <i>Pushover</i> para el edificio EBF-V eje Y	90
Tabla 4-48: Resumen de resultados obtenidos con los métodos de análisis aplicados.	92
Tabla 4-49: Valores estadísticos de los resultados de deformación de demanda para CBF y EBF.....	95
Tabla 4-50: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga de servicio	97
Tabla 4-51: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga última	98

Tabla 4-52: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga de servicio + carga sísmica en sentido X.....	98
Tabla 4-53: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga de servicio + carga sísmica en sentido Y	99
Tabla 4-54: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la placa base	100
Tabla 4-55: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la conexión de la viga y columna.....	101
Tabla 4-56: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la conexión de la viga y riostras.....	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2- 1: Modelo de interacción suelo estructura que relaciona el desplazamiento de la roca rígida (u_g) con el desplazamiento de un determinado punto de control (u_c) localizado en cualquier parte de la estructura	10
Figura 2- 2: Representación del modelo de cálculo dividido en capas finas y subcapas de suelo	11
Figura 2- 3: Discretización del modelo del suelo mediante resortes y membranas delgadas útil en el análisis de interacción del suelo con la estructura	11
Figura 2- 4: Ambientes básicos requeridos para cada zona en la infraestructura educativa	12
Figura 2- 5: Ambientes básicos requeridos para cada zona en la infraestructura educativa	13
Figura 2- 6: Pórtico arriostrado concéntricamente	14
Figura 2- 7: Pórtico Arriostrado excéntricamente. (EBF)	15
Figura 2- 8: Configuraciones estructurales de CBF	16
Figura 2- 9: Tipos de EBF de acuerdo con la ubicación del vínculo	20
Figura 2- 10: En los EBF el vínculo es la separación entre diagonales que generalmente se deja en la viga, detallada en el recuadro	21
Figura 2- 11: Curva <i>Pushover</i> típica	26
Figura 3-1: Localización del sitio para el análisis, Unidad Educativa Tres de Marzo	27
Figura 3-2: Detalles del diseño experimental planteado en el análisis	29
Figura 4-1: Fallas geológicas de la provincia de Bolívar.....	42
Figura 4-2: Sondeo de muestras para estudio de suelo	43
Figura 4-3: Puntos de sondeo y aplicación de ensayos	43
Figura 4-4: Planteamiento de la distribución en planta de la edificación	45

Figura 4-5: Esquema del sistema estructural	46
Figura 4-7: Sistema estructural con los elementos predimensionados.....	50
Figura 4-7: Derivas de piso obtenidas con el método estático en X para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	57
Figura 4-8: Derivas de piso obtenidas en el método estático en Y para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	58
Figura 4-9: Derivas de piso obtenidas en el método dinámico en X para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	60
Figura 4-10: Derivas de piso obtenidas por el método dinámico en Y para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	61
Figura 4-11: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	62
Figura 4-12: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	64
Figura 4-13: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	65
Figura 4-14: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	66
Figura 4-15: Derivas de piso estáticas en X para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.....	69
Figura 4-16: Derivas de piso estáticas en Y para el edificio de pórticos con diagonales en V invertida.....	70
Figura 4-17: Derivas de piso dinámicas en X para el edificio de pórticos con diagonales en V invertida.....	71
Figura 4-18: Derivas de piso dinámicas en Y para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.....	73
Figura 4-19: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	74

Figura 4-30: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	75
Figura 4-21: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	77
Figura 4-22: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.	78
Figura 4-23: Comportamiento de las deformaciones para cada tipo de arriostramiento.	82
Figura 4-24: Verificación de diseño de miembros estructurales de vigas y arriostramientos.....	93
Figura 4-25: Verificación de diseño de columnas rellenas de hormigón.....	93

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a mis padres César y Cecilia por ser mi impulso diario para continuar en este camino de formación y aprendizaje, por el amor que me dan y la bendición que recibo de ellos todos los días.

A mi hermana Anita por ser mi ángel aquí en la tierra, mi amiga y compañera en el diario vivir.

A José mi compañero de vida quien camina de mi mano y me levanta para continuar y seguir adelante en todo lo que me propongo.

En especial a mi querida hija María José la persona más importante de mi vida, cada triunfo que obtengo es dedicado a ella.

AGRADECIMIENTO

Mi eterno agradecimiento a Dios por regalarme lo más preciado que es la vida y la salud, quien guía cada paso que doy en el diario vivir.

A mis queridos padres mil gracias por ser mi apoyo, mi guía, por nunca soltar mi mano y ser el pilar fundamental de mi vida

A mis amigos Letty Mayorga y Diego Carranza, quienes en este periodo de aprendizaje me ayudaron con su conocimiento, y es grato saber que en este caminar se conoce a personas muy valiosas.

Finalmente, a la Universidad Técnica de Ambato, a todos los docentes que impartieron sus conocimientos, en especial a mi tutor el Ing. Alex López y a la Ing. Marisol Bayas por su gran ayuda.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICO Y EXCÉNTRICO EN LA UNIDAD EDUCATIVA TRES DE MARZO

MODALIDAD DE TITULACIÓN: Proyecto de titulación con componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

AUTOR: Ing. María Natividad Sanabria Espinoza

DIRECTOR: Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg.

FECHA: siete de febrero de 2023

RESUMEN EJECUTIVO

El objetivo del presente trabajo fue el estudio comparativo del comportamiento sísmico de las edificaciones con dos sistemas de arriostramiento. En el Ecuador existen diferentes zonas con peligro sísmico, por ese motivo, recientemente se ha ido implementando mejoras en el diseño y construcción de edificaciones de estructuras metálicas, algunas de estas mejoras es la implementación de sistemas de arriostramiento. A pesar de que esta práctica es muy útil para mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones, localmente aún se está estudiando su funcionamiento. En el análisis planteado en este trabajo se tomó en cuenta arriostramientos concéntricos (en X y V) y excéntricos (en X y V) para para una zona específica. Para analizar el comportamiento sísmico de la edificación se aplicó las condiciones de suelo – estructura con las características propias del cantón Chimbo que fueron recopiladas de un estudio de suelos, adicionalmente, se configuró una edificación básica, en esta se aplicaron los 4 diferentes tipos de arriostramientos para poder identificar si existe un sistema que presente un mejor desempeño. Se aplicó un análisis *Pushover* en todas las configuraciones para establecer qué sistema proporciona mejores resultados. Finalmente, se identificó que los

arriostramientos en V invertida brindan a la edificación mayor flexibilidad sin la necesidad de comprometer su integridad.

DESCRIPTORES: ARRIOSTRAMIENTOS, CBF, COMPORTAMIENTO SÍSMICO, DESEMPEÑO SÍSMICO, EBF, PUSHOVER,.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

THEME:

COMPARATIVE STUDY OF THE SEISMIC-RESISTANT DESIGN OF A FIVE-STORY STEEL STRUCTURE BUILDING WITH CONCENTRIC AND ECCENTRIC BRACING AT THE TRES DE MARZO EDUCATIONAL UNIT

TITULATION MODALITY: Degree project with applied research and/or development components.

AUTHOR: Ing. María Natividad Sanabria Espinoza

DIRECTOR: Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg.

DATE: February 07, 2023

EXECUTIVE SUMMARY

The objective of this work was the comparative study of the seismic behavior of buildings with two bracing systems. In Ecuador there are different zones with seismic danger, for this reason, recently improvements have been implemented in the design and construction of steel structure buildings, some of these improvements are the implementation of bracing systems. Although this practice is very useful to improve the seismic behavior of buildings, locally its performance is still being studied. In the analysis proposed in this work, concentric bracing (in X and V) and eccentric bracing (in X and V) were considered for a specific zone. In order to analyze the seismic behavior of the building, the soil-structure conditions were applied with the characteristics of the Chimbo canton that were compiled from a soil study, additionally, a basic building was configured, in which the 4 different types of bracings were applied in order to identify if there is a system that presents a better performance. A Pushover analysis was applied to all configurations to establish which system provides the best results. Finally, it was identified that the inverted V bracings provide the building with greater flexibility without the need to compromise its integrity.

KEYWORDS: BRACING, CBF, EBF, PUSHOVER, SEISMIC BEHAVIOR.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

Los sistemas de arriostramientos en pórticos resistentes a momentos son eficaces para un mejor desempeño sísmico de las edificaciones. El tema de este análisis tiene que ver con el estudio comparativo del diseño sismo resistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos concéntrico y excéntrico en la Unidad Educativa Tres de Marzo. Para este análisis se incluyeron algunos temas importantes como el predimensionamiento de la edificación, realización de una memoria de cálculo bajo los parámetros de la AISC 360, 341 y 358, caracterización de los elementos de arriostramiento, aplicación de los parámetros de interacción suelo – estructura y la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones mediante el estudio estático lineal, modal espectral y *Pushover*. Este análisis se limita al comportamiento sísmico de los sistemas de arriostramiento en una edificación de estructura metálica de cinco pisos en un suelo característico del cantón Chimbo.

1.2. Justificación

Una de las zonas más sísmicamente activas es el Cinturón de Fuego del Pacífico donde convergen varias placas tectónicas, como es el caso de la placa de nazca y la sudamericana, lo que convierte a toda la zona de la costa oeste de Sudamérica en una zona susceptible a terremotos y movimientos telúricos [1]. El Ecuador se ubica en esta región, lo que lo hace una zona de peligro sísmico, algunas de las consecuencias de los eventos sísmicos de gran magnitud son las pérdidas humanas y económicas, así como también gastos imprevistos que se genera al momento de reconstruir las zonas afectadas [2].

En conocimiento del peligro sísmico en el que se desarrolla el Ecuador y el análisis estructural son herramientas útiles para implementar medidas de mitigación frente a los efectos de los eventos sísmicos. Si bien, estos peligros son inevitables, se puede reducir el riesgo y salvaguardar la vida de las personas en gran medida, al implementar diseños eficientes [3].

En la actualidad se construyen edificaciones de estructuras metálicas como parte de la práctica diaria en el sector de la construcción, por este motivo se han desarrollado

varias investigaciones acerca del comportamiento sísmico de pórticos con diferentes configuraciones estructurales. En varios diseños estructurales es necesario arriostrar los pórticos para mejorar la transmisión de cargas hacia los cimientos de los edificios, por ese motivo, en este trabajo investigativo se plantea una comparación entre la aplicación de pórticos con arriostramientos concéntricos y excéntricos en el diseño de una edificación de estructura metálica de cinco pisos para la Unidad Educativa “Tres de Marzo”.

La finalidad del análisis es brindar información relevante sobre el comportamiento de los elementos diseñados en las mismas condiciones y verificar la eficiencia de cada uno de ellos en un análisis estático no lineal *Pushover* para sacar conclusiones acerca de qué configuración podría brindar un mayor aporte en la solución de problemas relacionados con el comportamiento sísmico de las estructuras en la zona del cantón Chimbo.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Evaluar y comparar el comportamiento sismo resistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos aplicando arriostramientos concéntricos y excéntricos en la Unidad Educativa “Tres de Marzo”.

1.3.2. Específicos

- Caracterizar el tipo de suelo propio del cantón Chimbo, Barrio Tambo con interacción entre suelo – estructura para el diseño de la edificación de cinco pisos.
- Describir las características arquitectónicas y elementos constitutivos de la edificación de cinco pisos, así como también, las condiciones de carga planteadas para el estudio.
- Establecer la configuración de los arriostramientos concéntricos y excéntricos que se aplicarán en el diseño de la edificación de cinco pisos.
- Comparar el comportamiento sísmico de la edificación de cinco pisos con la aplicación de arriostramientos concéntricos y excéntricos mediante un análisis *Pushover*.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Antecedentes investigativos

2.1.1. Interacción suelo – estructura

La interacción suelo – estructura, es un parámetro que debe ser tomado en cuenta en el diseño estructural, no solo en suelos blandos, en los que es muy necesario incluir este parámetro, sino también en suelos firmes. Este parámetro es importante cuando se trata de la acción sísmica de los suelos puesto que modifica las propiedades dinámicas de la estructura. En la referencia [4] se presenta el modelamiento de edificaciones existentes con parámetros de interacción suelo – estructura en el que se incluyeron edificaciones de todo tipo junto con registros sísmicos, se incluyeron las propiedades de suelos blando para estudiar el comportamiento dinámico de la edificación, el autor encontró que se debe incluir estos modelos cuando se está realizando diseños sismorresistentes puesto que los resultados del cortante basal y de los períodos podrían ser inferiores a los reales esperados cuando se incluyen estos parámetros, especialmente cuando se trata de suelos blandos.

Cuando la cimentación está expuesta a un evento sísmico, se puede decir que el desplazamiento estructural y el desplazamiento del suelo no son independientes el uno del otro. Este proceso de dependencia de las respuestas estructurales y del suelo se denomina interacción suelo-estructura SSI (*Soil Structure Interaction*), e incluye una categoría particular de contacto entre elementos estructurales que son las bases de las edificaciones [5].

Existen tres modos fundamentales en los que la interacción de las cimentaciones con el suelo afecta al comportamiento estructural.

- El movimiento en la superficie libre de un depósito de suelo que se apoya en la roca base es diferente al de la propia roca base. Esta medicación en la respuesta del campo libre del sitio se conoce como efecto de ampliación del suelo, y está presente incluso en ausencia de estructuras y excavaciones. En general, el movimiento se expande en función de su contenido de frecuencia [5].
- Cuando la excavación posterior y la inserción de la base rígida en el emplazamiento modifican el movimiento. El movimiento del cuerpo de la

cimentación, que es una traslación horizontal y un balanceo acoplados, da lugar a cargas inerciales en la estructura que cambian a lo largo de su altura. Esta modificación se origina por la reflexión de las ondas en la superficie rígida de la cimentación, y por ello se considera un efecto de dispersión de ondas o de interacción cinemática. Es muy predominante en las zapatas empotradas [5].

- Cuando las cargas inerciales que se aplican a la estructura provocan un momento de vuelco y un cizallamiento transversal que afecta a la base. Esto provoca deformaciones suplementarias en el suelo, lo que da lugar a una mayor modificación del movimiento de la base. Este proceso, denominado interacción inercial, es muy frecuente en estructuras pesadas. Por ello, es preciso llevar a cabo cálculos más detallados en el diseño de estructuras críticas generalmente las que puedan suponer un riesgo para la vida humana en caso de fallas, independientemente de la ubicación del emplazamiento [5].

Del mismo modo, en otros estudios se ha encontrado que los resultados de incluir la interacción suelo – estructura refleja un aumento de los períodos de vibración y de distorsiones, este efecto se amplifica cuando se trata de suelos blandos. En el caso de las fuerzas de cortante basal, este parámetro de control se disminuye. Sin embargo, también se destaca que existe una variación en diferente medida con respecto a las propiedades del suelo, para algunos casos podría ser indiferente la aplicación de interacción suelo – estructura, sin embargo, se requiere de un análisis minucioso para adoptar o descartar el criterio [6].

La caracterización de los suelos requiere de algunos parámetros como, por ejemplo, los valores de STP (*Standart Penetration Test*) obtenidos de los ensayos de suelo, de los cuales se derivan los cálculos de las propiedades como módulo cortante, velocidad de onda de corte, ángulo de fricción y el coeficiente de balasto. Los resultados de estos parámetros cambian con respecto a la profundidad de las muestras tomadas en campo, por lo que se aconseja que se manejen las mismas proporciones que serán analizadas con las condiciones de emplazamiento de la edificación [7].

2.1.2. Características arquitectónicas de unidades educativas

Un criterio que no debe descartarse dentro del diseño estructural corresponde a los espacios arquitectónicos que deben ser bien definidos con respecto a las actividades que esté desarrollando el ser humano, en especial, cuando se trata de espacios

educativos. En la referencia [8] se menciona una reflexión muy importante: “El análisis del espacio como contenedor de todas las actividades humanas es imprescindible a fin de resolver un problema de diseño arquitectónico, porque permite reflexionar sobre las condiciones de confort y las cualidades del espacio que va a ser utilizado por los usuarios”. Esta frase resalta la importancia de las condiciones de confort que deben ser analizadas en todo proyecto.

2.1.3. Comportamiento sísmico de pórticos arriostrados concéntrica y excéntrica

Para minimizar la incertidumbre en el estudio fue necesario plantear varios análisis no lineales de tiempo historia e investigar la forma en que los requisitos de estas disposiciones afectan el comportamiento sísmico del CBF diseñado. Algunos resultados previos mostraron que se observan diferencias notables entre las prestaciones de los CBF diseñados con disposiciones Americanas y Europeas. Las similitudes y diferencias, así como los inconvenientes de las disposiciones deben analizarse a fondo en investigaciones futuras para mejorar el desempeño sísmico de los CBF de acero diseñados de acuerdo con normativas locales [13].

Otras investigaciones se centraron en la evaluación del comportamiento sísmico de pórticos arriostrados concéntrica de acero (CBF) diseñados utilizando métodos basados en desplazamiento directo. El perfil de desplazamiento de diseño en estos métodos se deriva de la forma del modo inelástico normalizado en función del desplazamiento en la primera planta. El cortante basal de diseño de una estructura se determinó utilizando el espectro de desplazamiento de diseño y el amortiguamiento viscoso equivalente. Se diseñaron dos CBF de altura media y baja, de 3 y 6 pisos, utilizando el método de desplazamientos [16].

Los marcos arriostrados de estudio se modelaron y analizaron en un programa para comparar su desempeño sísmico bajo un conjunto de movimientos de tierra específicos, para ello se utilizaron elementos de viga-columna no lineales discretizados por fibra basados en fuerzas que simulan los efectos del pandeo inelástico, la gran deformación y la fatiga de ciclo bajo. Los principales parámetros investigados fueron los desplazamientos máximos de piso, las derivas entre pisos, las derivas residuales y los mecanismos de fluencia. Se encontró que los marcos diseñados por desplazamiento

exhibieron una respuesta sísmica mejorada en comparación con los diseños según la práctica actual [17].

Por otro lado, en países con alto índices de desarrollo se están realizando investigaciones de los CBF utilizando aleaciones con memoria de forma SMA (*Shape Memory Alloys*), las cuales exhiben propiedades super elásticas casi ideales cuando la temperatura ambiente está por encima de la temperatura austenítica, estos materiales nuevos tienen la capacidad de recuperar la deformación y disipar energía para las estructuras resistentes a sismos. Estas propiedades histeréticas únicas de las SMA indican que son muy prometedoras en el desarrollo de estructuras arriostradas. Las SMA en marcos arriostrados concéntricos (CBF) en las estructuras funcionaron de manera excelente con una deriva máxima controlada y eliminaron la deriva residual en los terremotos. Las SMA muestran variabilidad en los parámetros histeréticos debido a la diferencia en los tipos de metales, la estructura cristalográfica, las proporciones de los componentes y los tratamientos térmicos en el proceso de producción [18].

En la investigación realizada por [18], se seleccionaron 3 SMA, y se propuso una forma de arriostramiento concéntrico. Antes del análisis sísmico, los 3 pórticos se diseñaron mediante un método de diseño específico. El objetivo en la investigación descrita es comprender el efecto de las propiedades histeréticas en el comportamiento sísmico de los CBF basados en aleaciones de memoria de forma. Se llevaron a cabo análisis de historia de tiempo no lineales intensivos para evaluar el desempeño sísmico de estas estructuras bajo terremotos frecuentes y terremotos base de diseño. Los resultados analíticos indican que los CBF diseñados correctamente pueden cumplir con los objetivos de rendimiento prescritos y mostrar demandas sísmicas comparables, independientemente de los tipos de SMA. Este estudio sugiere que el uso de SMA con mayores parámetros histeréticos es más favorable, desde la perspectiva del ahorro en el consumo de material y el control de las demandas de aceleración [18].

Por otro lado, los pórticos arriostrados de acero con restricción de pandeo con configuraciones excéntricas tienen altas capacidades de disipación de energía y una ventaja arquitectónica para crear aberturas [16]. Sin embargo, investigaciones recientes han demostrado que después de terremotos de altos niveles de peligro, la deriva residual en edificios con pórticos arriostrados de acero excéntricos con restricción de pandeo es notable [19].

En el estudio realizado por [19], para reducir la deriva residual en un sistema excéntrico, se ha sugerido agregar un marco postensado PTF (*Post Tensed Frame*), en paralelo y crear un sistema combinado. Además, se ha propuesto un método para diseñar este sistema combinado estructural. En este método, los valores de los dos parámetros de la relación de auto centrado y el área de la sección transversal de la estructura se seleccionaron arbitrariamente. Después de verificar el modelado, se realizaron los análisis *Pushover*, cíclico y de tiempo-historia en modelos numéricos preparados. Los resultados mostraron que, si se seleccionaban los valores apropiados para la relación de auto centrado y el área de la sección transversal del cable, el sistema propuesto tenía el desempeño sísmico deseable en demanda de deriva máxima y deriva residual [19].

Otros autores se plantearon como objetivo en sus investigaciones examinar la respuesta sísmica de pórticos arriostrados excéntricamente EBF, bajo secuencias artificiales de sismo principal-réplica de banda angosta por medio de modelos analíticos detallados representativos de edificios diseñados bajo los criterios del Código de la Ciudad de México [20].

Estos modelos analíticos tienen en cuenta el comportamiento no lineal de los enlaces, incluido un criterio de falla. Los resultados notables para la práctica de la ingeniería mostraron que las réplicas fuertes podrían aumentar significativamente las demandas de desplazamiento entre pisos una vez que falla el enlace, mientras que los miembros circundantes como vigas y columnas adyacentes se comportan de manera no lineal, lo cual es opuesto a la filosofía de diseño latinoamericana [21]. Además, en esta investigación se observó la distribución no uniforme de la energía histerético a lo largo de la altura de los eslabones, los cuales no aprovechan al máximo la capacidad de disipación de energía de los eslabones de corte. Perjudicando la estabilidad de la estructura [21].

En el trabajo realizado por [22], se efectuó un ensayo de mesa vibratoria en pórticos arriostrados excéntricamente en forma de K de tres plantas a escala 1:2 con acero de alta resistencia. Se midieron y analizaron las respuestas de aceleración, desplazamiento y deformación de especímenes bajo diferentes movimientos máximos de aceleración del suelo. Se investigaron la frecuencia natural, el factor de amplificación de la aceleración, la deriva del piso y la distribución de las acciones sísmicas horizontales para la estructura del modelo [22].

Se establecieron modelos de elementos finitos para el análisis elastoplástico en tiempo historia en la estructura del modelo. El análisis de elementos finitos mostró que los enlaces constituyen la parte más débil de la estructura, especialmente las almas de los enlaces y las soldaduras cerca de las conexiones entre los enlaces y los miembros estructurales del marco [23]. Los resultados mostraron que los pórticos arriostrados excéntricamente en estructuras metálicas pueden absorber energía sísmica excesiva, entrar en el estado elastoplástico e incluso fallar en terremotos fuertes debido a la deformación por corte de los enlaces durante la vibración, mediante simulaciones análisis por elementos finitos se puede concluir que estos sistemas estructurales pueden cumplir con los requisitos sísmicos en estado límite [23].

En otros trabajos como el desarrollado por edificios con configuraciones más modernas como el sistema Diagrid que es conocido por su eficiente comportamiento estructural además de sus destacadas características estéticas y flexibilidad arquitectónica debido a que es un marco de vigas de metal, que se cruzan en diagonal, su uso habitual está enmarcado en la construcción de edificios y techos [23].

Sin embargo, un estudio existente sobre el rendimiento no lineal del sistema Diagrid ha informado un comportamiento no lineal ineficiente

El sistema Diagrid generalmente se compone de arriostramientos excéntricos. Los cuales tienen muchos beneficios, en el trabajo y es una técnica en la se llevan a cabo una serie de análisis *Pushover* y de historial de tiempo no lineales para comparar el sistema de pórticos excéntricos con el sistema Diagrid convencional. De esta manera, se eligieron tres configuraciones diferentes para ambos casos con ángulos de cuadrícula de 45° , $63,4^\circ$ y $71,6^\circ$ para dos edificios diferentes de 12 y 18 pisos [15].

Hay que destacar que los arriostramientos de pandeo convencionales son los sistemas de arriostramiento de acero más utilizados, pero se caracterizan por un intenso pandeo local de longitud media que conduce a una disipación de energía inestable y finalmente a la fractura.

Además, no pueden disipar energía en caso de terremotos de bajo nivel y proporcionan una rigidez postcedencia limitada. En la investigación planteada por [23] se propuso un diseño prototipo de riostras de pandeo convencionales con desempeño sísmico mejorado mediante la introducción de excentricidad a lo largo de la longitud de la

riostra. Los arriostramientos de acero con excentricidad intencional se deforman por la deriva de piso pequeño [23].

Se encontró que en estos sistemas estructurales el momento causado por la excentricidad afecta la respuesta, y los arriostramientos muestran un comportamiento lineal bajo tensión y una transición suave al comportamiento posterior al pandeo bajo compresión. Debido a la contribución del momento, los esfuerzos y las deformaciones se distribuyen uniformemente a lo largo de la barra, lo que retrasa la concentración del pandeo local y, por lo tanto, la vida útil del miembro se prolonga considerablemente. La investigación reveló que las riostras ofrecen una rigidez reducida de hasta un 56 % con respecto a la rigidez inicial, manteniendo la misma resistencia que la riostra convencional correspondiente, y proporcionan una gran rigidez a la tracción posterior a la fluencia del 14 al 18 % de la rigidez inicial, de manera estable disipar la energía durante la carga cíclica y retrasar el pandeo local y la fractura hasta niveles de deriva de piso grandes (hasta 2 y 4%, respectivamente) [23].

Los pórticos arriostrados excéntricamente son uno de los sistemas más usados en los edificios porque proporcionan alta rigidez y ductilidad a la estructura. Otros sistemas, como los pórticos resistentes a momento y los pórticos arriostrados concéntricamente, no suelen proporcionar la rigidez y ductilidad deseadas, respectivamente. Los muros de corte de acero también son sistemas muy usados en edificios de acero; sin embargo, pueden ser costosos debido a la gran cantidad de acero que se utiliza en estos sistemas. Por lo tanto, es de interés investigar la diferencia entre los pórticos arriostrados excéntrica y concéntricamente [24].

Finalmente, en la investigación realizada por [25] se ha analizado también nuevos sistemas como riostras en forma de armadura y se investigó numéricamente su comportamiento bajo carga cíclica en un pórtico arriostrado excéntricamente utilizando un software de elementos finitos. En la riostra en forma de celosía se implementaron diferentes secciones transversales y se estudió el efecto de la sección transversal en el comportamiento del pórtico y se comparó con la probeta de referencia con configuración convencional [25]. Los resultados de este estudio muestran que una sección transversal cuadrada hueca con 100 mm de ancho y 4 mm de espesor tuvo el mejor desempeño en términos de resistencia, energía absorbida y pinzamiento en comparación con otros especímenes de prueba, en la aplicación de pórticos arriostrados excéntricamente [25].

2.2. Marco teórico

2.2.1. Interacción suelo estructura

Los sistemas estructurales se encuentran bajo la influencia de ciertas fuerzas estáticas y dinámicas, el lecho de roca rígido está sometido a una excitación del suelo por terremoto. El entorno sísmico está generado por ondas que se propagan de forma vertical. Esta suposición facilita la determinación del desplazamiento sísmico u_g en la roca madre rígida. De hecho, si el punto de control está en el afloramiento, el movimiento de la roca madre rígida es igual al desplazamiento del punto de control. Por otro lado, si el punto de control se encuentra en el emplazamiento de la estructura, el movimiento de la roca madre rígida puede determinarse en términos del movimiento del punto de control utilizando la Ecuación 2-1 que es útil en el análisis de capas de suelo elásticas y homogéneas a una profundidad específica [5].

La Ecuación 2-1 relaciona el desplazamiento de la roca rígida u_g con el desplazamiento de un determinado punto de control u_c en el espacio, a una profundidad d teniendo en cuenta el ángulo de corte α , como se muestra en la Figura 2-1 [5].

$$u_g^F = u_c^F \cos \alpha d$$

Ec. 2- 1

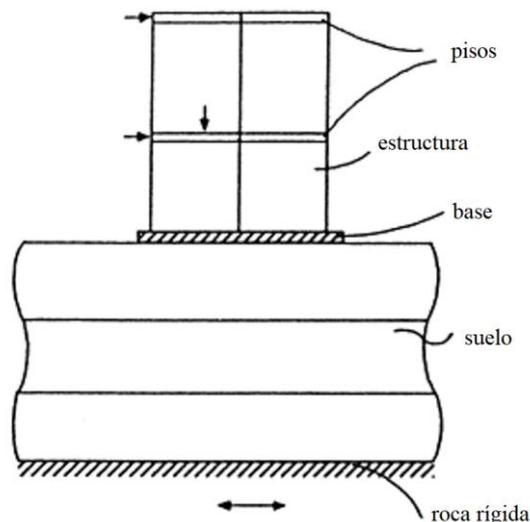


Figura 2- 1: Modelo de interacción suelo estructura que relaciona el desplazamiento de la roca rígida (u_g) con el desplazamiento de un determinado punto de control (u_c) localizado en cualquier parte de la estructura [5]

La parte del suelo del sistema suelo-estructura representada en la Figura 2-1 se divide en capas finas, luego se designa un determinado número de subcapas definido por N;

las subcapas y las interfaces se numeran hacia abajo; la profundidad, la densidad de la masa, el módulo de corte y la relación de Poisson de las subcapas se designan respectivamente por la letra (y) mientras que el medio de suelo estratificado se determina como un marco xi rectangular ($i=1-3$) en el que el plano (x_1-x_2) es paralelo al plano de estratificación y el eje x_3 se dirige hacia abajo, esto se representa de mejor manera en la Figura 2-2 [5].

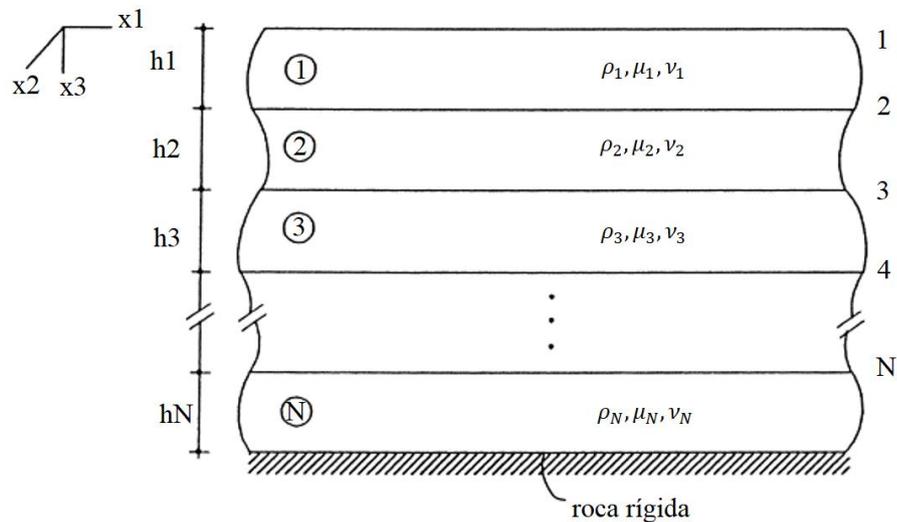


Figura 2- 2: Representación del modelo de cálculo dividido en capas finas y subcapas de suelo [5]

Luego, cada capa fina es representada por resortes distribuidos y dos elementos horizontales ficticios con las mismas propiedades que conectan los extremos superior e inferior de estos [5].

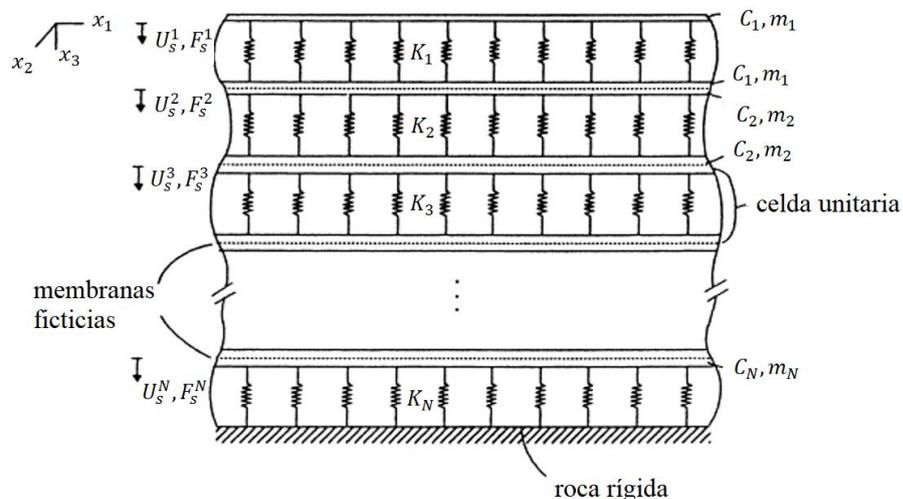


Figura 2- 3: Discretización del modelo del suelo mediante resortes y membranas delgadas útil en el análisis de interacción del suelo con la estructura [5]

El movimiento vertical del suelo se modela con resortes distribuidos son verticales y el elemento horizontal ficticio es una membrana. Con esto, se puede obtener un modelo que no toma en cuenta el elemento horizontal ficticio, lo que implica que se desprecia la interacción entre los resortes vecinos. En la Figura 2-3 se representa la última capa delgada y contiene tres parámetros, que son la constante del resorte K_i definida por unidad de área horizontal, la tensión en la membrana C_i definida por unidad de longitud y el parámetro de masa m_i definido por unidad de área horizontal y u_{3i} y F_{3i} designan para la última interfaz, el desplazamiento vertical y la fuerza por unidad de área, respectivamente [5].

2.2.2. Dimensionamiento de espacios educativos

Para el caso de las unidades educativas, no solo es necesario cubrir aspectos relacionados con características, atributos y condiciones específicas a la zona de emplazamiento de la institución; sino que también se deben tener en cuenta los requerimientos normativos locales e internacionales que se encuentran orientadas hacia mejorar la calidad de vida del servicio educativo [8]. En el caso de Ecuador, la normativa vigente corresponde al reglamento establecido por el Acuerdo Ministerial dispone de las áreas mínimas para cada zona planteada para los espacios educativos [9].

En el Acuerdo Ministerial No. 0483 – 12 se establecen los espacios pedagógicos correspondientes a las zonas: educativa, administrativa, de servicio, recreativa, complementaria y una zona opcional que se compone bibliotecas y habitaciones para los estudiantes cuando amerita el caso. En la Figura 2-4 y 2-5 se presentan los espacios educativos que son requeridos para cada zona.

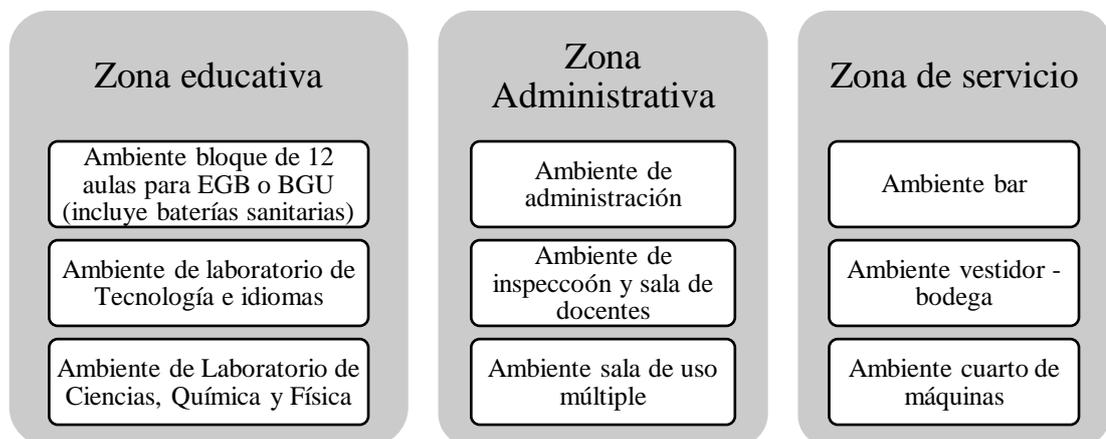


Figura 2- 4: Ambientes básicos requeridos para cada zona en la infraestructura educativa [9]

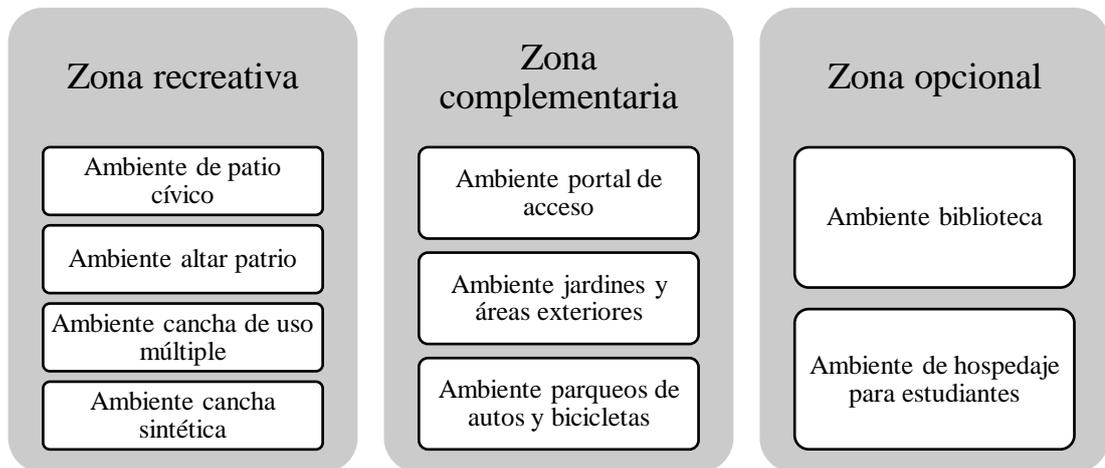


Figura 2- 5: Ambientes básicos requeridos para cada zona en la infraestructura educativa [9]

2.2.3. Arriostramientos concéntricos y excéntricos

Los pórticos de acero con arriostramiento concéntricos CBF (*Concentrically Braced Frame*) se usan con frecuencia como sistemas resistentes a cargas laterales, son eficientes para resistir cargas sísmicas y de viento. Los CBF disipan energía a través de ciclos repetidos de pandeo y fluencia. Las disposiciones sísmicas ampliamente utilizadas tienen enfoques diferentes en el diseño sísmico estructural. En cada lugar del mundo la concepción del detalle de estos sistemas tiene varias similitudes y diferencias y dependen de las filosofías de diseño [10].

La estructura con arriostramiento concéntrico CBF es un sistema de resistencia a las fuerzas sísmicas eficaz y frecuente que se utiliza habitualmente en edificios de poca altura [11]. Este tipo de sistema estructural utiliza tirantes de acero para proporcionar la rigidez y la resistencia necesarias para disipar la energía de los movimientos sísmicos. Se han propuesto varias configuraciones de arriostramiento en diferentes códigos de construcción de todo el mundo. Estos códigos proporcionan requisitos de diseño detallados para los miembros estructurales y las conexiones, pero no se proporciona ninguna orientación para seleccionar la mejor configuración de arriostramiento para el diseño [12]. En la Figura 2-6 se presenta un ejemplo de aplicación de los arriostramientos concéntricos en forma de X.



Figura 2- 6: Pórtico arriostrado concéntricamente [12]

En estudios previos sobre desempeño sísmico de pórticos con arriostramientos concéntricos, se analizaron algunos enfoques de diseño que incluyen diseños de edificios con arriostramiento en X, arriostramiento en X dividido y arriostramiento en V y se compararon las diferencias en los resultados del diseño con respecto a los tamaños de sección y el peso del acero utilizado en cada modelo. En estas investigaciones finalmente, se desarrollan modelos estructurales inelásticos de los arquetipos diseñados y se someten a un gran conjunto de movimientos del terreno para estudiar sus comportamientos sísmicos [13].

Los pórticos de arriostramiento excéntrico EBF (*Excentrically Braced Frame*), son sistemas estructurales relativamente nuevos desarrollado para garantizar la resistencia a fuerzas laterales y para resistir eventos sísmicos de manera predecible [14]. Este tipo de sistemas estructurales correctamente diseñados y detallados se comportan de manera dúctil a través del corte o la flexión de un elemento de enlace, pueden configurarse de diversas formas siempre que la riostra esté conectada a al menos un eslabón [10]. El principio subyacente es evitar el pandeo de la riostra ante las grandes sobrecargas que pueden producirse durante los grandes terremotos. Esto se consigue diseñando el eslabón para que ceda a cortante o a flexión. Utilizando ciertos factores de sobrecarga, los tirantes y los pilares se diseñan de forma conservadora para garantizar que, en caso de un gran terremoto, sea el enlace el que se comporte como

un fusible sin sobrecargar gravemente los pilares o las riostras [15]. En la Figura 2-7 se presenta un esquema de la configuración que tienen los pórticos arriostrados excéntricamente, en este caso, en tipo V invertida o Chevron.

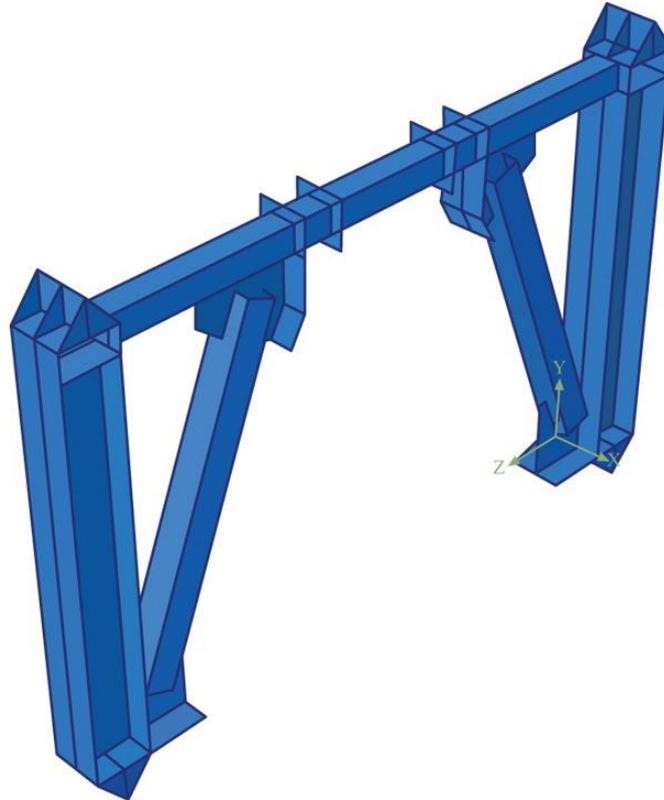


Figura 2- 7: Pórtico Arriostrado excéntricamente. (EBF) [15]

2.2.4. Criterios de diseño para sistemas CBF

Para el diseño de los sistemas de arriostramiento para pórticos sismorresistentes, se requiere de la aplicación de las normas de diseño, en este caso, AISC 360-16 y AISC 341-16, sin embargo, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción se presenta una recopilación de los requerimientos que deben aplicarse en el diseño de estos elementos y se resumen a continuación.

En la NEC se especifican los criterios de diseño dentro del capítulo de diseño de estructuras de acero en la sección 8.2, en este se define a los pórticos de arriostramiento concéntrico como sistemas estructurales en los que los ejes de centro que se conectan a las juntas convergen a un solo punto para formar una armadura vertical que resiste las cargas laterales [30]. Existen diferentes tipos de pórticos arriostrados concéntricamente como se muestran en la Figura 2-8.

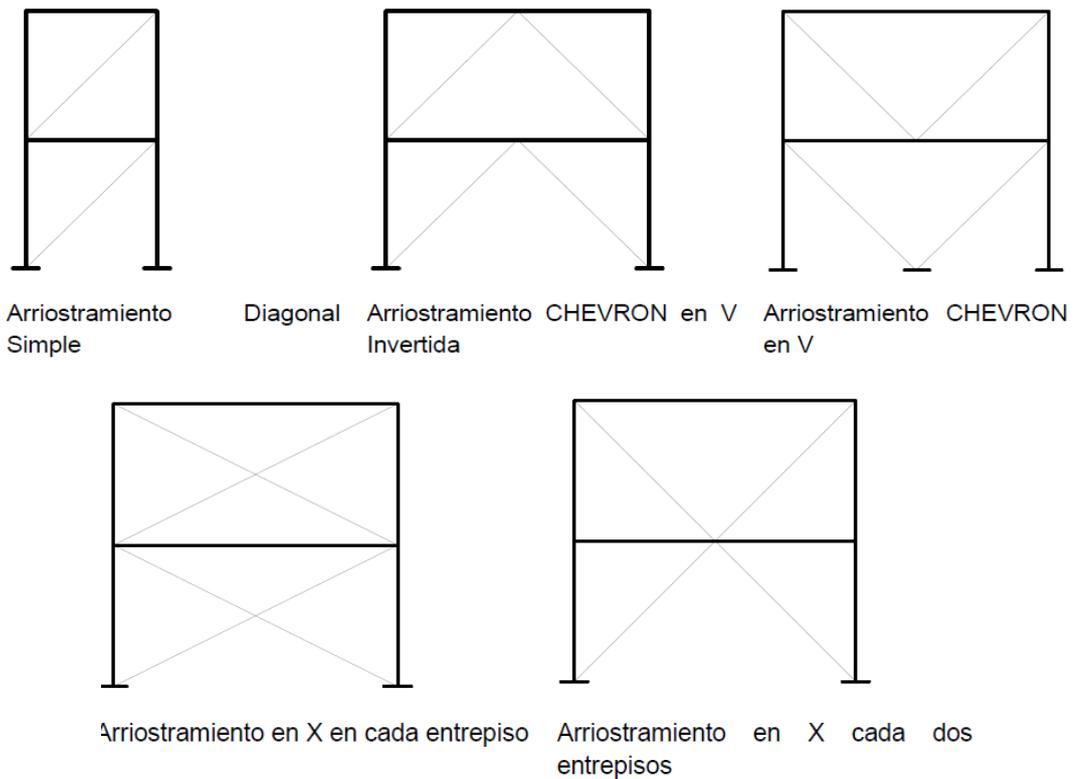


Figura 2- 8: Configuraciones estructurales de CBF [30]

Este tipo de configuración estructural se diseña para resistir deformaciones inelásticas significativas cuando es sometida a cargas resultantes causadas por el sismo de diseño, la geometría de un CBF proporciona al conjunto una acción de armadura en donde los miembros están sujetos a cargas axiales dentro del rango elástico, mientras que, al someterse a cargas resultantes del sismo de diseño, los miembros de arriostamiento desarrollan grandes deformaciones inelásticas que resultantes de las cargas cíclicas de tracción y compresión [30].

2.2.4.1. Fuerzas laterales distribuidas

Los miembros estructurales que actúan como diagonales o riostras deben ser ensamblados de manera alternada de modo que cualquier dirección de fuerza paralela a la línea de arriostamiento, al menos el 30% pero no más que el 70% de la fuerza total horizontal a lo largo de esta línea sea resistida por las diagonales a tracción, a menos que la resistencia favorable de cada diagonal en compresión sea mayor que la resistencia solicitada resultante de la aplicación de las combinaciones de cargas estipuladas en la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC o en el código AISC 360-16 [30].

Carga a tensión: En la Ecuación 2-2 se muestran las variables que influyen en el cálculo de la carga a tensión de los elementos [30].

$$FT = R_y F_y A_G \quad \text{Ec. 2- 2}$$

Donde:

R_y : Factor de esfuerzo de Fluencia esperado.

F_y : Resistencia a la fluencia especificada para el tipo de acero usado.

A_g : Área de la sección transversal de los miembros de arriostramiento.

Carga a compresión: En la Ecuación 2-3 se muestran las variables de cálculo del elemento a compresión [30].

$$FC = 0,3 Pn \quad \text{Ec. 2- 3}$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a carga axial de compresión del arriostramiento.

Relación ancho espesor: Las columnas y los miembros de arriostramiento deben cumplir con los requerimientos indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en el capítulo de diseño de estructuras de acero, sección 6.2 (Secciones sísmicamente compactas), a su vez, las vigas deben cumplir con las relaciones ancho-espesor estipulados en la Sección B4 del código AISC 360-16 en el que hace referencia a este cálculo [30]. En la Ecuación 2-4 se especifican las variables del cálculo para secciones sísmicamente compactas.

$$\frac{kl}{R} = 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 2- 4}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero utilizado en la construcción.

F_y : Resistencia a la fluencia del acero.

2.2.4.2.Requerimientos de las conexiones

Existen diferentes requerimientos para las conexiones de los CBF, estas se detallan en la NEC 15 sección 8.2 del capítulo de diseño de estructuras de acero, o en las especificaciones dadas por el código AISC 360 [30].

Conexiones viga-columna: Cuando un arriostramiento o placa se conecte a ambos miembros en una conexión viga-columna, la conexión debe cumplir con uno de los siguientes requerimientos:

- La unión debe ser una conexión que cumpla con la rotación requerida deberá tomarse como mínimo de 0.025 radianes [30].
- La conexión debe ser diseñada para resistir un momento igual al menor de los calculados por diseño de factores de carga y resistencia y por los de diseño por resistencia admisible.

En la Ecuación 2-5 se presentan las variables de cálculo del momento por diseño de factores de carga y resistencia.

$$M = 1.1 R_y F_y Z \quad \text{Ec. 2- 5}$$

Dónde:

R_y : Factor de esfuerzo de fluencia esperado.

F_y : Resistencia a la fluencia especificada para el tipo de acero usado.

Z : Módulo de sección plástico.

En la Ecuación 2-6 se muestran los variables para el cálculo del momento de diseño por resistencia admisible.

$$M = \frac{1.1}{1.5} R_y F_y Z \quad \text{Ec. 2- 6}$$

Dónde:

R_y : Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z : Módulo plástico de sección.

2.2.4.3. Requerimientos sismorresistentes de AISC 341

De acuerdo con lo que especifica la AISC 341, las vigas en CBF de tipo V y de tipo V invertido se establecieron de forma continua en las conexiones de las riostras lejos de la conexión viga-pilar. La resistencia requerida de la viga se determinó suponiendo

que las riostras no soportan cargas muertas ni vivas y las fuerzas en los tirantes en tensión fueron seleccionadas como menor de las siguientes:

- El efecto de carga basado en la carga sísmica de sobrecarga
- La fuerza máxima que puede desarrollar el sistema
- Las fuerzas en los tirantes en compresión son iguales a $0,3 P_n$ donde

$$P_n = \text{fuerza de compresión axial nominal, kips (N)}$$

Como mínimo, se requiere un juego de riostras laterales en el punto de intersección de estas, a menos que el miembro tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar la estabilidad entre los puntos adyacentes de las riostras [31]. Se permite que un marco ordinario arriostrado concéntricamente se configure como un marco arriostrado de varios niveles (MT-OCBF) cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- Los tirantes se utilizarán en pares opuestos en cada nivel.
- Los pórticos arriostrados se configurarán con puntales en el plano en cada nivel.
- Los pilares deberán estar arriostrados a la torsión en todos los puntos de conexión entre pilares.

La resistencia requerida de las conexiones de los tirantes se determinará a partir de las combinaciones de carga del código de construcción aplicable, incluyendo la carga sísmica de sobrecarga, con el efecto de la carga sísmica horizontal, E , multiplicado por un factor de 1,5 [31].

La resistencia axial requerida de los puntales se determinará a partir de las combinaciones de carga del código de construcción aplicable, incluida la carga sísmica de sobrecarga, con el efecto de la carga sísmica horizontal, E , multiplicado por un factor de 1,5. En las riostras en X de tracción-compresión, estas fuerzas se determinarán en ausencia de riostras de compresión [31].

Las resistencias axiales requeridas de los pilares se determinarán a partir de las combinaciones de carga del código de edificación aplicable, incluida la carga sísmica de sobrecarga, con el efecto de la carga sísmica horizontal, E , multiplicado por un factor de 1,5 [31].

Para todas las combinaciones de carga, los pilares sometidos a compresión axial se diseñarán para resistir los momentos flectores debidos a los efectos de imperfección de segundo orden y geométricos. Como mínimo, se permite que los efectos de las

imperfecciones se representen mediante una carga teórica horizontal fuera del plano aplicada en cada nivel de la hilera e igual a 0,006 veces la carga vertical aportada por la riostra de compresión que conecta el pilar en el nivel de la hilera [31].

2.2.5. Criterios de diseño para sistemas EBF

Son configuraciones estructurales constituidas por vigas, columnas y miembros diagonales en los que por no menos uno de los extremos de cada diagonal está unido para aislar un segmento de viga denotado como vínculo. De esta manera, la carga en el arriostramiento diagonal se transmite al vínculo principalmente por corte y flexión. Los EBF tienen como finalidad soportar las cargas laterales por medio de una combinación de acción mixta entre pórtico y armadura. De esta manera, los EBF son sistemas híbridos entre pórticos resistentes a momento y pórticos arriostrados concéntricamente, lo cual brinda un mejor desempeño estructural [30].

Según la geometría existen varios tipos de EBF los cuales se muestran en la Figura 2-9

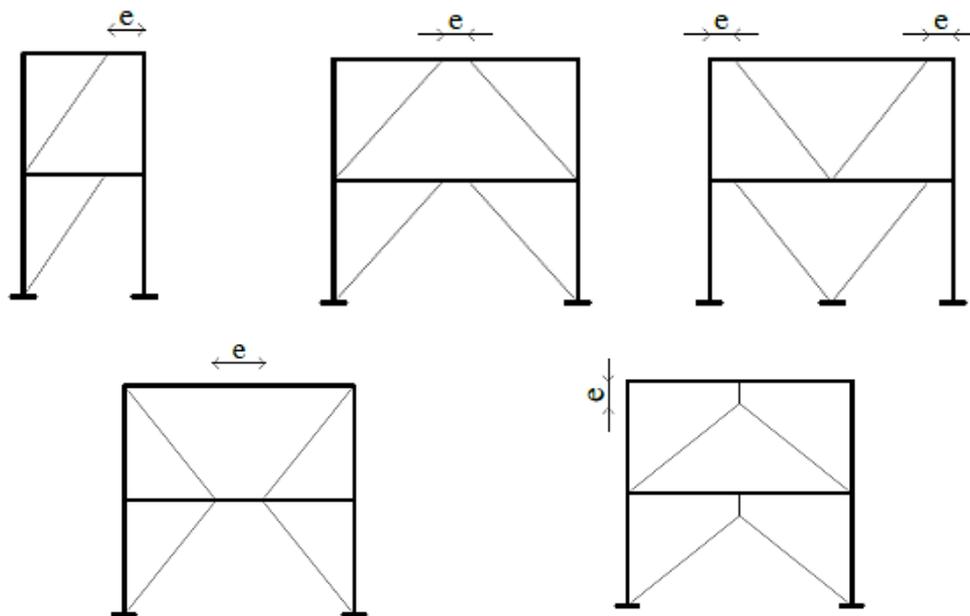


Figura 2- 9: Tipos de EBF de acuerdo con la ubicación del vínculo [30]

El vínculo en los pórticos arriostrados excéntricamente debe ser capaz de resistir deformaciones inelásticas grandes cuando estén sometidos a cargas resultantes producidas por el sismo de diseño. Los miembros diagonales, columnas y los segmentos de vigas fuera de los vínculos serán diseñados para permanecer en el rango

elástico ante las máximas cargas ocasionadas debido a su incursión en la zona de fluencia y de endurecimiento por deformación [30].

2.2.5.1. Parámetros de diseño de los vínculos EBF

La respuesta inelástica de los vínculos depende primariamente de su longitud en los EBF. Los vínculos pueden ser cortos, intermedios y largos. En la Figura 2-10 se presentan los rigidizadores que se emplean en los vínculos de separación entre diagonales, estos elementos permiten un mejor comportamiento y resistencia frente a cargas sísmicas [30].

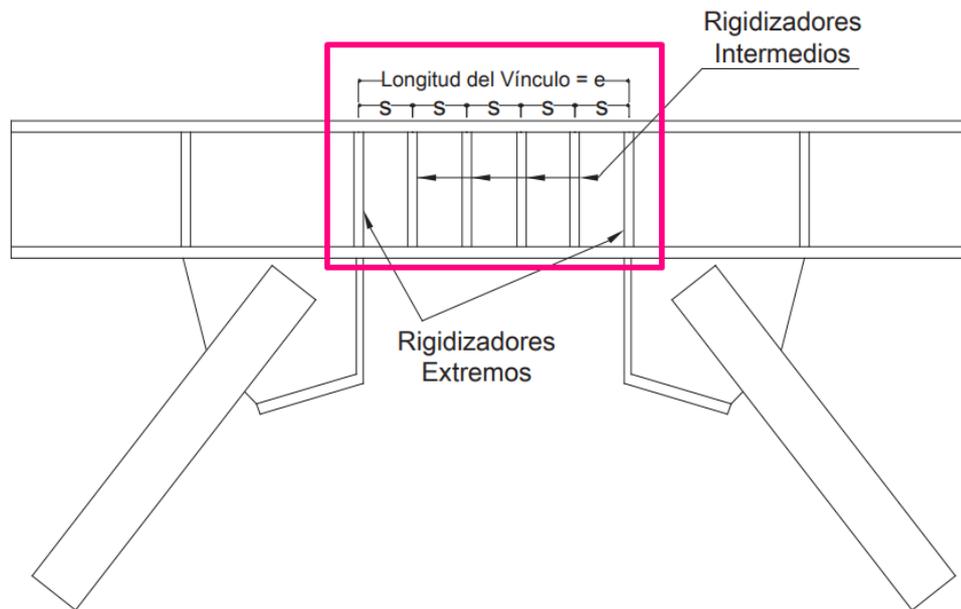


Figura 2- 10: En los EBF el vínculo es la separación entre diagonales que generalmente se deja en la viga, detallada en el recuadro [30]

Son considerados como cortos cuando la longitud es menor o igual a $1.6 M_p/V_p$, en donde M_p y V_p se definen mediante las Ecuaciones 2-7 y 2-8, respectivamente.

$$M_p = F_y Z \quad \text{Ec. 2- 7}$$

$$V_p = 0.6 F_y A_w \quad \text{Ec. 2- 8}$$

Para determinar el valor de A_w , se emplea la Ecuación 2-9 en la que se describen los términos o variables necesarias para este cálculo.

$$A_w = (d - 2t_f) t_w \quad \text{Ec. 2- 9}$$

Donde:

M_p : Resistencia nominal plástica a flexión.

F_y : Resistencia mínima de fluencia especificada para el tipo de acero usado.

Z : Módulo de sección plástico.

V_p : Resistencia nominal a corte de un vínculo activo.

A_w : Área del alma del vínculo de la viga.

T_w : Espesor del alma de la sección del vínculo.

- Se considera un vínculo largo cuando su longitud es mayor o igual a $2.6 M_p/V_p$ para este caso el estado límite predominante es la respuesta inelástica y la fluencia por flexión [30].
- Se consideran como vínculos intermedios cuando su longitud está comprendida entre $1.6 M_p/V_p$ y $2.6 M_p/V_p$. Para este caso el estado límite corresponde a una combinación de fluencia por cortante y fluencia por flexión [30].

2.2.5.2. Consideraciones de arriostramiento

Los arriostramientos deben garantizar una resistencia y rigidez que cumpla los requerimientos de arriostramiento especial en zonas de articulaciones plásticas, en la NEC 15 se puede encontrar estas consideraciones en la sección 6 de Arriostramiento especial en zonas de articulación plásticas. En las ecuaciones correspondientes, L_b deberá tomarse como la longitud total del vínculo [30].

Resistencia cortante: Los vínculos deben tener una resistencia cortante de diseño ϕV_n , y una resistencia al corte permisible V_n/Ω_v , de acuerdo con el estado límite de fluencia por cortante y debe ser determinado con las Ecuaciones 2-10 y 2-11 [30].

$$V_n = V_p \leq 2M_p/e \quad \text{Ec. 2-10}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)} \quad \text{Ec. 2-11}$$

en donde, e es la longitud del vínculo y M_p, V_p y A_w se determinan según las Ecuaciones 2-12, 2-13, 2-14.

$$M_p = F_y Z \quad \text{Ec. 2-12}$$

$$V_p = 0.66 F_y A_w \quad \text{Ec. 2-13}$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w \quad \text{Ec. 2-14}$$

5

Donde:

A_w : Área del alma del vínculo.

F_y : Resistencia mínima de fluencia especificada para el tipo de acero usado.

V_p : Resistencia nominal a corte de un vínculo activo

Z : Módulo plástico de sección

t_w : Espesor del alma de la sección

T_f : Espesor del ala de la sección.

Rigidizadores en los vínculos: De acuerdo con las especificaciones de [30], de deben tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Los vínculos cortos deben ser dotados de rigidizadores intermedios en el alma extendidos en intervalos que no excedan $(30t_w - 0.2d)$ para un ángulo de rotación del vínculo de 0.08 radianes o $(52t_w - 0.2d)$ para ángulos de rotación del vínculo menores a 0.02 radianes [30].
- Los vínculos largos con longitudes inferiores a $5M_p/V_p$ deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma extendidos cada $1.5bf$ a partir de cada extremo [30].
- Se puede prescindir de rigidizadores intermedios en el alma si la longitud del vínculo supera $5M_p/V_p$.
- Los rigidizadores intermedios en el alma deben ubicarse en el peralte total del alma. Para vínculos que tengan un peralte inferior a 640 mm, se pueden poner los rigidizadores en un solo lado. El espesor del rigidizador no debe ser menor al mayor valor entre t_w o 10 mm, y el ancho no debe ser menor a $(bf/2) - t_w$. Para peraltes superiores a 640 mm es necesario dotar de rigidizadores en ambos lados del alma [30].

Requerimientos de conexiones: La conexión debe ser diseñada para resistir un momento juntamente con la resistencia requerida de la conexión del arriostramiento, igual al menor de los siguientes valores:

- Momento igual a $1.1R_yF_yZ$ o $(1.1/1.5) R_yF_yZ$ según corresponda, para la viga.

- Momento igual a $\sum(1.1R_yF_yZ)$ o $\sum((1.1/1.5) R_yF_yZ)$, según corresponda, para la columna.

Conexiones vínculo columna, requerimientos: En [30] se indica que se debe hacer uso de una conexión precalificada para EBF de acuerdo con el Apéndice P de la norma AISC 341. Adicionalmente, se debe tener en cuenta que se deben cumplir con estas consideraciones:

- Presentación de resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con el Apéndice S de ANSI/AISC 341-05. Los resultados de al menos dos ensayos cíclicos en las conexiones deberán proporcionarse y se permite que estén basados en uno de los siguientes requerimientos [30]:
- Ensayos reportados en referencias bibliográficas o los reportes de ensayos desarrollados para otros proyectos que sean representativos a las condiciones del proyecto a realizar, dentro de los límites especificados en normativa vigente [30].
- Ensayos realizados específicamente para el proyecto desarrollado y que sean representativos tanto en tamaños de elementos, resistencia de materiales, disposición de las conexiones y técnicas de conexión, dentro de los límites especificados en normativa vigente [30].

2.2.5.3. Requerimientos de la AISC 341 para sistemas de arriostramiento EBF

Se permiten excentricidades menores que la altura de la viga en la conexión de la riostra alejada del enlace si las fuerzas resultantes del miembro y de la conexión se tienen en cuenta en el cálculo y no cambian la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica. Se espera que las EBF diseñadas de acuerdo con las disposiciones de AISC 341 proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa [31].

La resistencia requerida de las diagonales y sus uniones, vigas fuera de los eslabones y pilares se determinará utilizando el efecto de carga sísmica de capacidad limitada. El efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada se tomará como las fuerzas desarrolladas en el elemento suponiendo que las fuerzas en los extremos de los enlaces corresponden a la resistencia a cortante ajustada del enlace [31].

- Los elementos de arriostramiento deben cumplir las limitaciones de anchura-espesor de la Sección D1.1 del código AISC 341 para elementos moderadamente dúctiles.
- Los elementos de los pilares deberán cumplir las limitaciones de anchura-espesor de la Sección D1.1 para elementos altamente dúctiles.
- Cuando la viga exterior al eslabón sea de una sección diferente a la del eslabón, la viga deberá satisfacer las limitaciones de anchura-espesor de la Sección D1.1 para elementos moderadamente dúctiles.

2.2.5.4. Refuerzos de enlace para secciones transversales en forma de I

A ambos lados del alma del eslabón, en los extremos de los tirantes diagonales del eslabón, se dispondrán rigidizadores de alma de profundidad total. Estos refuerzos tendrán una anchura combinada no inferior a $(bf - 2tw)$ y un espesor no inferior al mayor de $0,75tw$, donde bf y tw son la anchura del ala del eslabón y el espesor del alma del eslabón, respectivamente [31].

Los eslabones irán provistos de refuerzos intermedios en el alma, según se indica a continuación:

- (a) Los eslabones de longitudes iguales o inferiores a $1,6Mp/Vp$ irán provistos de refuerzos intermedios espaciados a intervalos no superiores a $(30tw - d/5)$ para un ángulo de rotación del eslabón de $0,08 \text{ rad}$ o $(52tw - d/5)$ para ángulos de rotación del eslabón iguales o inferiores a $0,02 \text{ rad}$. Se utilizará la interpolación lineal para los valores comprendidos entre $0,08$ y $0,02 \text{ rad}$.
- (b) Los eslabones de longitud igual o superior a $2,6Mp/Vp$ e inferior a $5Mp/Vp$ irán provistos de refuerzos intermedios de alma colocados a una distancia de 1,5 veces bf de cada extremo del eslabón.
- (c) Los eslabones de longitud comprendida entre $1,6Mp/Vp$ y $2,6Mp/Vp$ deberán ir provistos de refuerzos de alma intermedios que cumplan los requisitos de los apartados (a) y (b) anteriores.

La riostra diagonal y el segmento de la viga fuera del eslabón deben permanecer esencialmente elásticos bajo las fuerzas generadas por el eslabón totalmente elástico y endurecido por deformación. Tanto la riostra diagonal como el segmento de viga

exterior al eslabón suelen estar sometidos a una combinación de gran fuerza axial y momento flector, por lo que deben tratarse como vigas-columnas en el cálculo [31].

Cuando la viga exterior al eslabón es el mismo elemento que el eslabón, su resistencia puede determinarse utilizando las propiedades esperadas del material [31].

2.2.6. Análisis Pushover

El análisis *Pushover* es un procedimiento de estudio estático estructural que utiliza una técnica no lineal simplificada para estimar las deformaciones estructurales causadas por acción de eventos sísmicos. El procedimiento constituye en rediseñar la estructura durante la simulación de los terremotos mediante programas de cálculo computacional. A medida que los componentes individuales de una estructura ceden o fallan, las fuerzas dinámicas sobre el edificio se desplazan a los demás componentes [32]. En la Figura 2-8 se presenta una curva típica del comportamiento de las edificaciones con arriostramientos, generalmente soportan mayores cargas laterales, en comparación de los pórticos sin reforzamiento con diagonales.

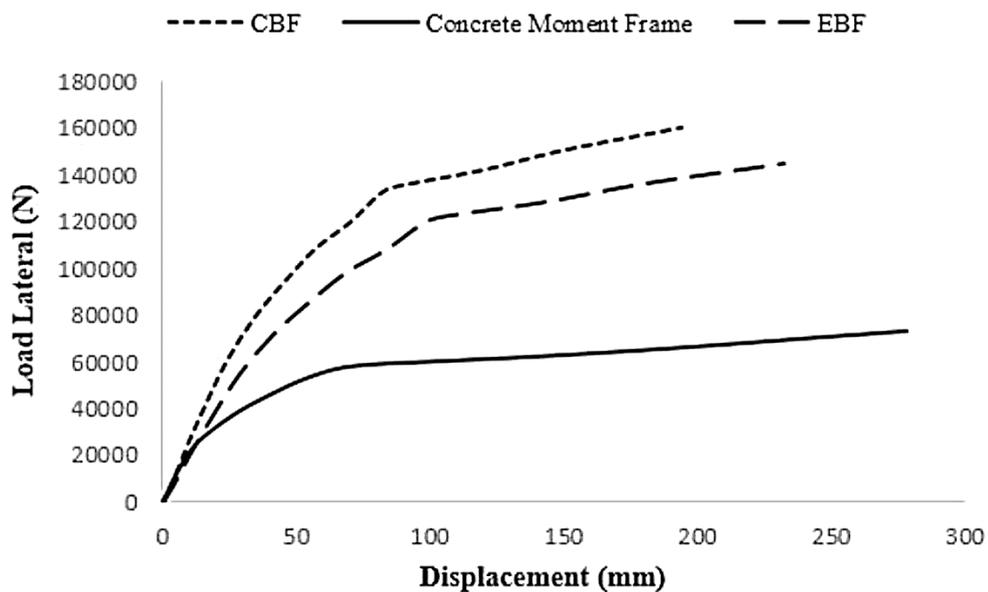


Figura 2- 11: Curva *Pushover* típica [33]

En este estudio se utilizó este tipo de análisis para cada tipo de arriostramiento que se propuso para los diseños sismorresistentes con la finalidad de realizar una comparación entre los resultados principales.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1.Ubicación

El estudio se realizó en la Unidad Educativa “Tres de Marzo”, localizada en el barrio Tamban del cantón Chimbo de la provincia Bolívar en el Km 1 ½ vía a la Magdalena, en este caso se emplearon las características propias del tipo de suelo que rige en la zona donde está construido. El colegio cuenta con alrededor de 36 hectáreas, con una superficie total construida de 250 m², en donde se realizaron los estudios. En la Figura 3-1 se presenta la vista general de la ubicación de la institución.

La institución educativa cuenta con modalidad presencial en jornada matutina, en las aulas de la institución se dictan clases de educación general básica y de bachillerato.

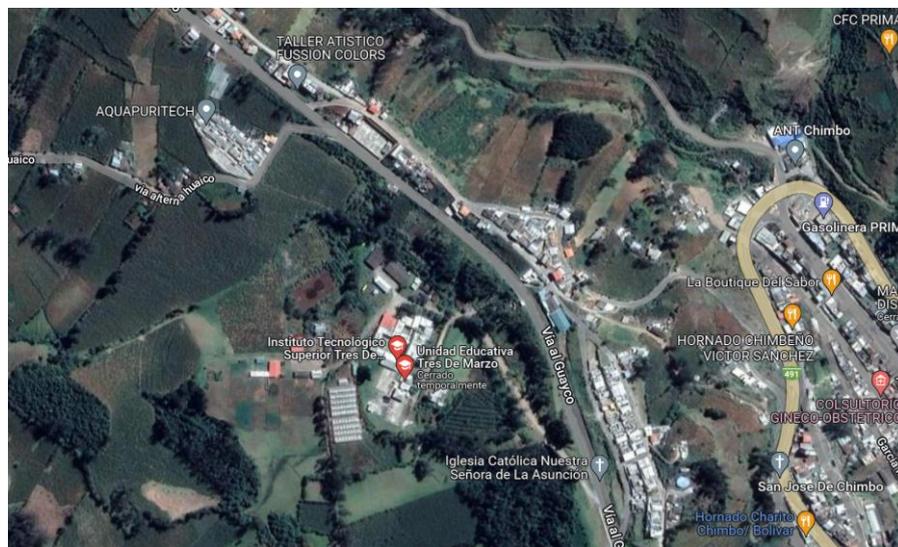


Figura 3-1: Localización del sitio para el análisis, Unidad Educativa Tres de Marzo[26]

3.2.Equipos y materiales

Para la presente investigación fue necesario contar con insumos como el estudio de suelos que se presenta en el Anexo 1, adicionalmente se requirió de una configuración arquitectónica sencilla basada en los criterios del Ministerio de Educación.

Los recursos para la inspección técnica del sitio donde se emplazará la edificación fueron cinta de medición y una cámara fotográfica.

En el computacional del diseño sismorresistente de la edificación se requirió de un computador con los siguientes requisitos mínimos: procesador Intel i7, 16 GB de memoria RAM. Junto con esto, también fue necesario el uso de programas de cálculo estructural y de procesamiento gráfico.

Las normas usadas para el prediseño de la edificación fueron la NEC-15 y la AISC 360-16, mientras que para el diseño sismorresistente se usó la AISC 341-16 y la norma AISC 358-18 para el dimensionamiento de las juntas.

3.3. Tipo de investigación

Descriptiva: La investigación fue descriptiva porque se caracterizó la influencia del tipo de arriostramiento en el comportamiento sísmico de la edificación de estructura metálica, con esta investigación se presentaron los rasgos más importantes y diferenciadores de los tipos de arriostramientos para su uso bibliográfico en futuras investigaciones, como un punto de partida en el diseño sismorresistente [27].

Exploratoria: Puesto que el análisis estructural del diseño del edificio permitió conocer su comportamiento sísmico en presencia de arriostramientos en su configuración de pórticos resistentes a momento, con los resultados de esta investigación se proporciona un marco de referencia para el diseño sismorresistente para futuras edificaciones en la zona de Chimbo [27].

Cuantitativa: El enfoque de la investigación es cuantitativo puesto que se comprobaron datos discretos y continuos para la verificación de la hipótesis. Estos corresponden a aceleraciones, desplazamientos, derivas de piso y cortante basal; para ello se requiere el empleo de datos netamente cuantitativos [27].

Experimental de simulación: La investigación fue de tipo experimental puesto que se analizó el comportamiento de una edificación cambiando la variable independiente que corresponde al tipo de arriostramiento aplicado, en este caso, arriostramientos concéntricos y excéntricos. Sin embargo, la investigación se limitó al análisis computacional puesto que no se realizaron ensayos como sería el caso de estudios más específicos [27].

3.4. Prueba de hipótesis

El diseño sismorresistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos excéntricos presenta un mejor comportamiento sísmico en comparación con los arriostramientos concéntricos.

3.5. Población o muestra

En este caso de estudio no se manejó una población, sino que se empleó un diseño experimental de dos factores, que corresponde a la configuración del arriostramiento de la estructura metálica (concéntrico y excéntrico) y el segundo factor corresponde al tipo de arriostramiento, en este caso, X y V invertida, el resto de las condiciones se mantuvieron constantes en los cuatro casos de estudio. En la Figura 3-2 se muestran los detalles de la población de estudio, especificada dentro del diseño experimental, esto corresponde a un total de cuatro combinaciones entre los factores planteados.

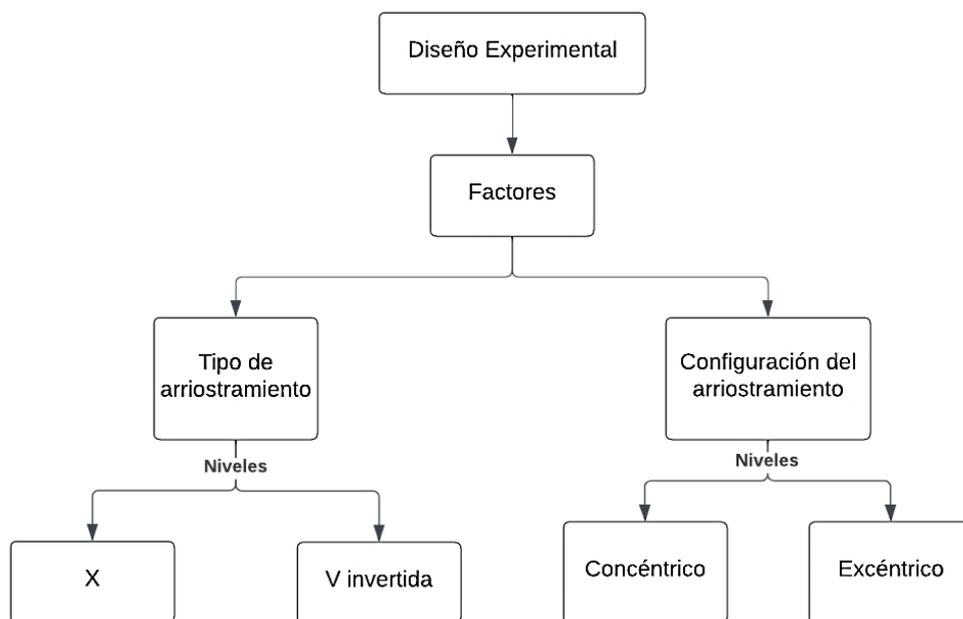


Figura 3-2: Detalles del diseño experimental planteado en el análisis

3.6.Recolección de información

3.6.1. Técnica documental

Se empleó esta técnica para recopilar información relevante en el estudio, especialmente, de artículos académicos, normativas, libros, revistas e información del sector en donde se aplicará el análisis.

3.6.2. Estudio comparativo

Se realizó una comparación entre los dos tipos de arriostramientos para reconocer el más eficiente en cuanto a comportamiento sísmico en Chimbo para el caso de la Unidad Educativa “Tres de Marzo”.

3.6.3. Características arquitectónicas, elementos constitutivos y condiciones de carga planteadas para el estudio.

Las condiciones de carga se verificaron mediante los lineamientos del Ministerio de Educación en la Norma Técnica y Estándares de Infraestructura Educativa.

La institución cuenta con personal docente, administrativo y de servicio, además de los estudiantes que se encuentran distribuidos en los diferentes niveles de educación básica y de bachillerato. En este caso, se presentó la siguiente información:

- Personal docente: 22 personas
- Personal administrativo: 9 personas
- Personal del código de trabajo: 3 personas
- Estudiantes: 322 personas

Con estas consideraciones, el establecimiento completo se encuentra distribuido en la edificación de cinco pisos que se ha diseñado para cubrir con las necesidades del plantel.

En la propuesta de la edificación se planteó únicamente el bloque educativo que consta de 10 aulas destinadas para Educación General Básica EGB de octavo a décimo año y Bachillerato General Unificado BGU. Las demás instalaciones de laboratorios y zonas administrativas, de servicio, recreativas y complementaria se redistribuyeron en las edificaciones existentes.

Se establecieron las especificaciones del Ministerio de Educación para el diseño y distribución de la edificación que se presenta en la Tabla 3-1.

Tabla 3- 1: Requerimientos mínimos para los espacios del bloque educativo [9]

Ambiente	Capacidad (Estudiantes)	Área bruta (m ²)	Área útil (m ²)	Especificaciones normativas
Zona Educativa				
Aulas para EGB y BGU	35 – 40	72	64	Mín 1,20 m ² Máx 1,80 m ²
Baterías sanitarias hombres	-	25	21	1 inodoro / 30 estudiantes 1 urinario / 30 estudiantes 1 lavabo / 2 inodoros
Baterías sanitarias mujeres	-	25	21	1 inodoro / 20 estudiantes 1 lavabo / 2 inodoros
Laboratorio de tecnología e idioma	35	72	64	2 m ² / estudiante
Laboratorio de química y física	35	72	64	2 m ² / estudiante
Laboratorio de ciencias	35	72	64	2 m ² / estudiante
Zona Administrativa				
Administración	-	140	130	-
Inspección	-	106	98	-
Sala de uso múltiple - comedor	144	274	200	1,50 m ² / Estudiante
Zona Complementaria				
Áreas exteriores EGB	-	-	-	5 m ² / estudiante, no menor a 2 m ²
Áreas exteriores Bachillerato	-	-	-	5 m ² / estudiante, no menor a 2 m ²

Se tomó un promedio de 35 estudiantes por aula, considerando el espacio máximo de 1,80 m² por cada estudiante. El dimensionamiento y secciones empleadas se identifican en el Anexo.

3.6.3.1. Materiales y recurso de masa empleados en el modelamiento

Para el modelamiento de la edificación y los cálculos de predimensionamiento se tomó en consideración las propiedades del acero ASTM A36 que se presentan en la Tabla 3-2 y la resistencia del hormigón que se indica en la Tabla 3-3 que se encuentran predefinidas en el programa de cálculo.

Tabla 3- 2: Propiedades del acero ASTM A36

Propiedad	Valor	Unidades
Peso por unidad de volumen	7,849	tonf/m ³
Masa por unidad de volumen	0,80038	tonf-s ² /m ⁴
Módulo de elasticidad	20389019	tonf-s ² /m ⁴
Límite elástico Fy	25310,51	tonf/m ²
Resistencia última Fu	40778,04	tonf/m ²

Tabla 3- 3: Propiedades del hormigón

Propiedad	Valor	Unidades
Peso por unidad de volumen	2,4028	tonf/m ³
Masa por unidad de volumen	0,245014	tonf-s ² /m ⁴
Módulo de elasticidad	2534563,5	tonf/m ²
Grado	4000	Psi
Resistencia a compresión f _c	2812,28	tonf/m ²

El recurso de masa tomado en cuenta fue tomado en cuenta de los casos de carga que corresponden a 1 de carga muerta y 0,25 de carga viva.

3.6.3.2. Geometría específica de la edificación

Los cálculos del predimensionamiento del sistema estructural se muestran completos en el Anexo 4. Dentro de la geometría específica de la edificación, se emplearon varios perfiles. En las Tablas 3-4 a 3-6 se presentan las secciones para las aulas.

Tabla 3- 4: Propiedades calculadas para las vigas soldadas principales en las aulas

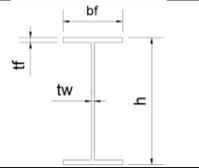
VSA – SISMP	
	bf: 17 cm tf: 1,5 cm tw: 1 cm h: 43 cm Unión: CJP
Propiedades	
As	91 cm ²
Ix	2,73 x10 ⁴ cm ⁴
Iy	1,23 x10 ³ cm ⁴
Sx	1,27 x10 ³ cm ³
Sy	144,108 cm ³
Zx	1,49 x10 ³ cm ³
Zy	227,13 cm ³
rx	17,32 cm
ry	3,67 cm

Tabla 3- 5: Propiedades calculadas para las vigas soldadas secundarias en las aulas

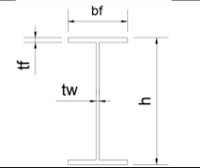
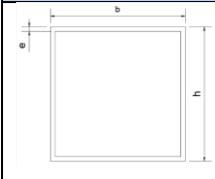
VSA – SISMS	
	bf: 10 cm tf: 0,9 cm tw: 0,6 cm h: 21,5 cm Unión: CJP
Propiedades	
As	28,82 cm ²
Ix	2,29 x10 ³ cm ⁴
Iy	149,65 cm ⁴
Sx	213,31 cm ³
Sy	29,93 cm ³
Zx	249,05 cm ³
Zy	46,85 cm ³
rx	8,77 cm
ry	2,24 cm

Tabla 3- 6: Propiedades calculadas para las columnas en las aulas

Col 1	
	b: 36 cm h: 36 cm e: 1,2 cm Unión: CJP Rellena de hormigón
Propiedades de la columna	
As	167,04 cm ²
Ix	3,376 x10 ⁴ cm ⁴
Iy	3,376 x10 ⁴ cm ⁴
Sx	1,875 x10 ³ cm ³
Sy	1,875 x10 ³ cm ³
Zx	2,181 x10 ³ cm ³
Zy	2,181 x10 ³ cm ³
rx	14,22 cm
ry	14,22 cm

En las Tablas 3-7 a 3-9 se presentan las secciones para los pasillos.

Tabla 3- 7: Propiedades calculadas para las vigas soldadas principales en los pasillos

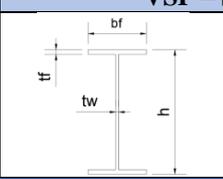
VSP – SISM P	
	bf: 15 cm tf: 1,2 cm tw: 0,8 cm h: 35 cm Unión: CJP
Propiedades	
As	62,8 cm ²
Ix	1,26 x10 ⁴ cm ⁴
Iy	673,61 cm ⁴
Sx	719,77 cm ³
Sy	89,82 cm ³
Zx	836,88 cm ³
Zy	140,41 cm ³
rx	14,24 cm
ry	3,29 cm

Tabla 3- 8: Propiedades calculadas para las vigas soldadas secundarias para los pasillos

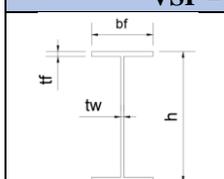
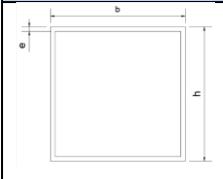
VSP – SISM S	
	bf: 10 cm tf: 0,8 cm tw: 21,5 cm h: 0,5 cm Unión: CJP
Propiedades	
As	25,95 cm ²
Ix	2,04 x10 ³ cm ⁴
Iy	133,13 cm ⁴
Sx	190,06 cm ³
Sy	26,63 cm ³
Zx	219,16 cm ³
Zy	41,29 cm ³
rx	8,87 cm
ry	2,26 cm

Tabla 3- 9: Propiedades calculadas para las columnas para los pasillos

Col 2	
	b: 36 cm h: 36 cm e: 1 cm Unión: CJP Rellena de hormigón
Propiedades de la columna	
As	140 cm ²
Ix	2,861 x10 ⁴ cm ⁴
Iy	2,861 x10 ⁴ cm ⁴
Sx	1,589 x10 ³ cm ³
Sy	1,589 x10 ³ cm ³
Zx	1,838 x10 ³ cm ³
Zy	1,838 x10 ³ cm ³
rx	14,29 cm
ry	14,29 cm

Para los arriostramientos se emplearon las secciones descritas en las Tablas 3-10 y 3-11 se presentan las propiedades de la sección IPE 200 e IPE 300, el cálculo completo se encuentra en el Anexo 4.

Tabla 3- 10: Propiedades de la sección IPE 200 para el sistema de arriostramientos

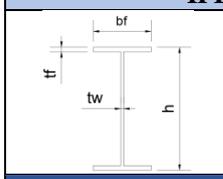
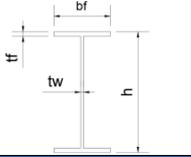
IPE 200	
	bf: 10 cm tf: 0,85 cm tw: 0,56 cm h: 20 cm
Propiedades	
As	28,50 cm ²
Ix	1943 cm ⁴
Iy	142 cm ⁴
Sx	194 cm ³
Sy	28,50 cm ³
Zx	221 cm ³
Zy	44,60 cm ³
rx	8,26 cm
ry	2,24 cm

Tabla 3- 11: Propiedades de la sección IPE 300 para el sistema de arriostramientos

IPE 300	
	bf: 15 cm tf: 1,07 cm tw: 0,71 cm h: 30 cm
Propiedades	
As	53,80 cm ²
Ix	8356 cm ⁴
Iy	604 cm ⁴
Sx	557 cm ³
Sy	80,50 cm ³
Zx	628 cm ³
Zy	125 cm ³
rx	12,50 cm
ry	3,35 cm

3.6.3.3. Configuración geométrica de los sistemas de arriostramiento

En las Tablas 3-12 y 3-13 se presentan las dos configuraciones planteadas para el sistema estructural de la edificación.

Tabla 3- 12: Arriostramientos concéntricos en X y V planteados en el edificio de cinco plantas.

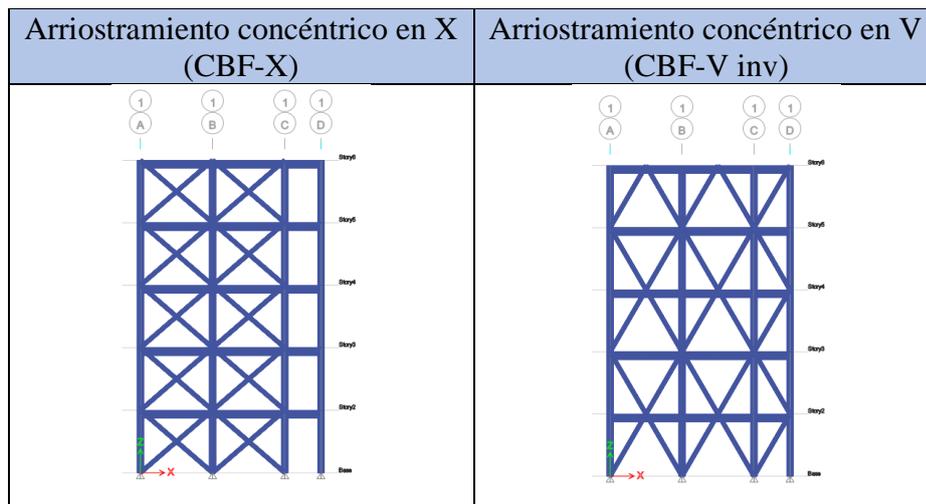
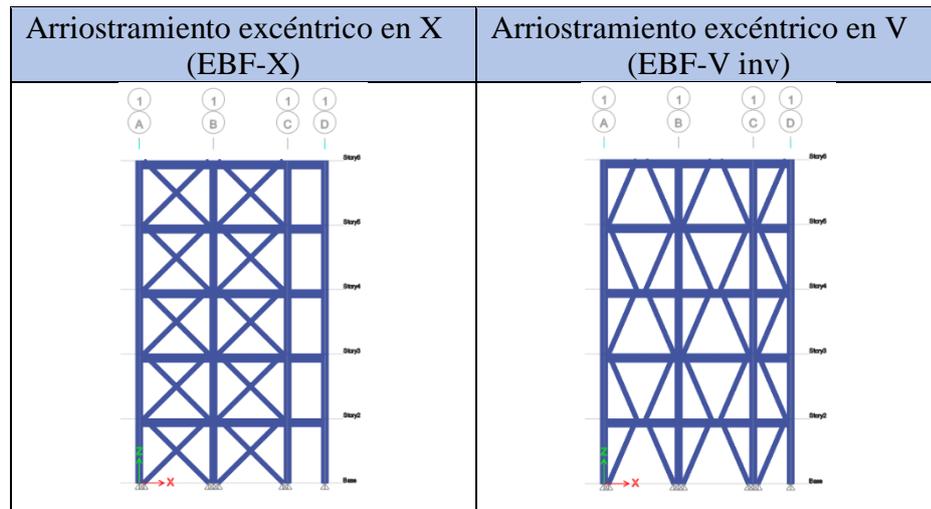


Tabla 3- 13: Arriostramientos excéntricos en X y V planteados en el edificio de cinco plantas.



Para localizar adecuadamente los arriostramientos se seleccionaron pórticos periféricos que no comprometen ninguna característica arquitectónica del edificio como puertas, ventanas y salidas de emergencia.

3.1.1. Cargas gravitacionales

En la Tabla 3-14 se presenta un resumen de los valores estimados para carga muerta en la edificación. Se consideraron algunos de los materiales básicos que se incluirían en el edificio, se obtuvo un valor total de $0,7 \text{ tonf/m}^2$

Tabla 3- 14: Estimación de valores por carga muerta

Estimación de cargas gravitacionales - Carga Muerta			
No. Pisos	5	[unidad]	
Altura de piso	3,5	[m]	
Área de pisos	250	[m ²]	
Longitud	25	[m]	
Ancho	10	[m]	
Área secciones de acero vigas	0,012	[m ²]	
Área secciones de acero columnas	0,017	[m ²]	
Material	Peso unitario (NEC 15)	Volumen / Superficie	Peso Total
Carga muerta - peso propio			
Hormigón piso	22 [kN/m ³]	150 [m ³]	3300 [kN]
Acero vigas	78,5 [kN/m ³]	29,88 [m ³]	2345,58 [kN]
Acero columnas	78,5 [kN/m ³]	7,826 [m ³]	614,341 [kN]
Plancha de acero galvanizado 1,3 mm	0,14 [kN/m ²]	1250 [m ²]	175 [kN]
		Total	6434,92 [kN]
		Peso /m²	4,29 [kN/m ²]
		Peso /m²	0,477 [tonf/m ²]
Carga muerta - acabados			
Baldosa	0,22 [kN/m ²]	1250 [m ²]	275 [kN]
Paredes de bloque	12 [kN/m ³]	198,45 [m ³]	2381,4 [kN]
Cielorraso	0,2 [kN/m ²]	1500 [m ²]	300 [kN]
		Total	2956,4 [kN]
		Peso /m²	1,97 [kN/m ²]
		Peso /m²	0,22 [tonf/m ²]
		Carga muerta total	0,70 [tonf/m²]

Para el caso de las cargas vivas, se tomó en consideración de forma directa lo que establece la NEC 15 para unidades educativas, como se presenta en la Tabla 3-15.

Tabla 3- 15: Cargas vivas consideradas como carga uniforme [28]

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Unidades educativas	
Aulas	2.00
Corredores segundo piso y superior	4.00
Corredores primer piso	4.80
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70

3.1.2. Cargas sísmicas

Para determinar las cargas sísmicas se ha empleado el espectro sísmico de la NEC 15 con las consideraciones específicas de la zona de estudio.

El valor de reducción de resistencia sísmica de 8 corresponde a pórticos con diagonales. Sin embargo, se aplicó un valor de $R = 6$ puesto que el sistema estructural planteado se lo realizó para fines comparativos dentro del contexto constructivo de la zona de estudio. Adicionalmente, el sistema estructural no cuenta con un detallamiento a nivel de diseño de soldadura por lo que no se le aplica el factor de reducción completo y se deja un margen de sobredimensionamiento de la carga sísmica para poder asegurar su funcionamiento adecuado [29].

3.1.3. Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga se plantearon las combinaciones básicas que se plantean en la normativa NEC 15. En las ecuaciones 3-1 a 3-7 se presentan las combinaciones de carga que se aplicaron para la edificación diseñada, basadas en el método LRFD o diseño por factores de carga y resistencia.

$$C1 = 1,4D \quad \text{Ec. 3- 6}$$

$$C2 = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr \quad \text{Ec. 3- 7}$$

$$C3 = 1,2D + 1,6Lr + L \quad \text{Ec. 3- 8}$$

$$C4 = 1,2D + L + 0,5 Lr \quad \text{Ec. 3- 9}$$

$$C5 = 1,2 D + E + L \quad \text{Ec. 3- 10}$$

$$C6 = 0,9D \quad \text{Ec. 3- 11}$$

$$C7 = 0,9D + E \quad \text{Ec. 3- 12}$$

En estas fórmulas se consideró la siguiente nomenclatura:

D : carga permanente

E : Carga de sismo

L : Sobrecarga (carga viva)

Lr : Sobrecarga cubierta (carga viva)

S : Carga de granizo

W : Carga de viento

En las cargas sísmicas se consideró el sismo en el sentido x , así como también en y .

3.1.3.1. Rótulas plásticas

Para definir la característica no lineal del edificio se asignaron rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas con base a la norma ASCE 41-17, Tabla 9-7.1 donde se definen los parámetros de modelización y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas y pilares de acero estructural sometidas a flexión [34].

La ubicación de las rótulas fue calculada teniendo en cuenta la luz de cada viga la altura entrepisos, la altura de las vigas y el ancho de las columnas, considerando que el edificio tiene diferentes luces se calculó la localización de las rótulas en base a los datos de la Tabla 3-16.

Tabla 3- 16: Datos para calcular la localización de rótulas plásticas

Ancho columna EQ	0,36 m
Altura de la viga	0,43 m
Altura entre piso	3,5 m

3.1.3.2. Rótulas en vigas

Para las vigas la primera rótula plástica se calculó dividiendo la distancia de la cara al eje neutro entre la luz de la viga, mientras que la segunda rótula se obtiene restando de 1 el primer valor calculado con esto las rótulas quedan a la misma distancia en cada extremo de las vigas, en las Tablas 3-17 y 3-18 se obtiene la distancia de las rótulas plásticas para cada tramo de viga [34].

Tabla 3- 17: Localización de rótulas plásticas de las vigas paralelas al eje X

EJE X	A-B	B-C	C-D
Luz viga [m]	4	4	2
Rótula 1 %	0,045	0,045	0,090
Rótula 2 %	0,955	0,955	0,910

Las rótulas en las vigas de 4 m se ubicarán al 4,5% de cada extremo, las de 2m al 9%, conforme la luz de la viga es menor, la rótula estará a mayor distancia de sus extremos.

Tabla 3- 18: Localización de rótulas plásticas de las vigas paralelas al eje Y.

EJE Y	2-3	3-4	5-7
Luz viga [m]	4,000	4,500	8,000
Rótula 1%	0,045	0,040	0,023
Rótula 2 %	0,955	0,960	0,978

En el eje Y se tienen tres diferentes longitudes de viga, para las vigas de 4 m la rótula se ubica al 4,5% de su extremo en relación con su longitud, para las vigas de 4,5 m la rótula se ubica al 4% y para las de 8 m al 2,3%.

3.1.3.3. Rótulas en columnas

Las rótulas superiores de las columnas se obtienen restando de la unidad el cociente de la altura de la viga entre la altura entre piso la rótula inferior se localiza en la base, para este caso, la rótula superior de las columnas estará ubicada al 87,7 % de la base de cada piso como se muestra en la Tabla 3-19 [34].

Tabla 3- 19: Localización de rótulas plásticas en las columnas

Altura entrepiso [m]	Todos los pisos 3,5 m
Rótula inferior %	0,000
Rotula superior %	0,877

3.1.3.4. Rótulas en los arriostramientos

Para estos elementos se configuran rótulas que se ubican al 50% del elemento puesto que las cargas actuantes son axiales, adicionalmente se considera una sola rótula por elemento bajo estas consideraciones [34].

3.1.3.5. Estados límite de servicio

El estado límite de servicio de las estructuras analizadas ocurre cuando estas llegan a estados de deformación, agrietamiento, vibraciones y daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción. En este estado pese a los daños que pueden ocurrir en la estructura su capacidad de soportar carga no se vería comprometida [34].

El nivel de desempeño estructural se mide con la deformación de demanda cuya intersección con la curva de capacidad indica el punto en el que la estructura tiene un mejor comportamiento, es necesario tener en cuenta los estados límite definidos por la norma ASCE 41-17 que se clasifican por tres criterios:

- Ocupación inmediata
- Seguridad de vida
- Prevención de colapso

Al tratarse de una unidad educativa el punto de desempeño estructural debe situarse entre el límite de seguridad de vida y ocupación inmediata, en todos los casos el punto

de desempeño se sitúa luego de la deformación de fluencia y antes del límite de servicio de ocupación inmediata, sin embargo el edificio con pórticos arriostrados excéntricamente tiene una deformación de demanda más amplia lo que indica que tiene una mejor ductilidad, con esto se puede escoger como la mejor alternativa de construcción ya que al admitir mayor deformación disipa mejor la energía del sismo [34].

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico

3.7.1. Análisis estadístico

Para determinar si la diferencia en los resultados del comportamiento sísmico del diseño sismorresistente es significativa, se empleará un análisis de T – Student de dos muestras independientes con datos normalmente distribuidos.

3.7.2. Diseño Experimental

Se planteó el diseño experimental con los siguientes parámetros:

- **Factor 1:** Tipo de arriostramiento

Niveles: Arriostramiento en X

Arriostramiento en V

- **Factor 2:** Excentricidad

Niveles: Excéntrico

Concéntrico

En total se realizaron análisis del desempeño sísmico en cuatro modelos de configuraciones de arriostramiento diferentes.

3.8. Variables respuesta

El comportamiento sísmico de la edificación de estructura metálica con pórticos arriostrados excéntricamente es diferente al comportamiento sísmico de la estructura metálica con pórticos arriostrados concéntricamente, sin embargo, los pórticos tipo V presentaron un mejor desempeño frente a los arriostramientos tipo X.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Caracterización el tipo de suelo propio del cantón Chimbo, Barrio Tamban con interacción entre suelo – estructura para el diseño de la edificación de cinco pisos.

A través del estudio de suelos se identificaron las características físicas y mecánicas de la zona donde se implementará la edificación. En ese sentido también es importante plasmar el tipo de fallas geológicas que atraviesan el sector.

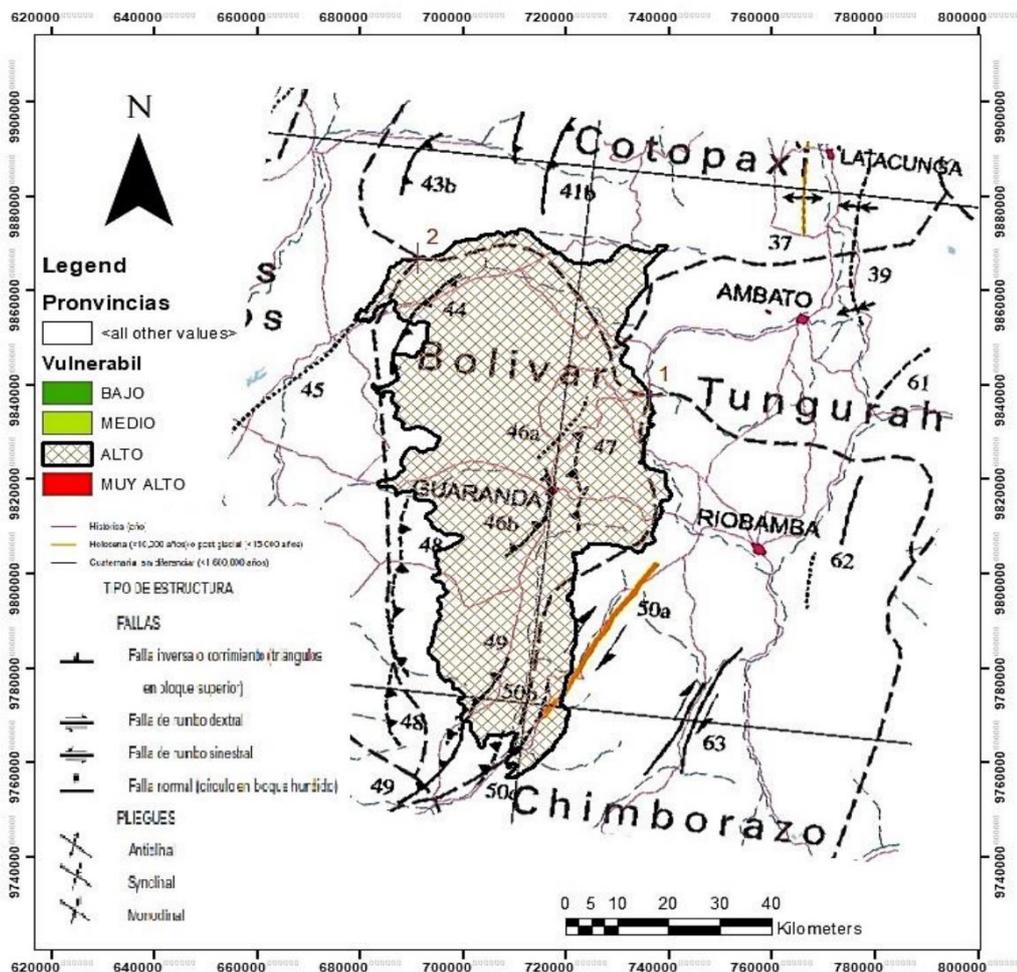


Figura 4-1: Fallas geológicas de la provincia de Bolívar

En la Figura 4-1 se presenta la existencia de catorce fallas que se encuentran cerca del cantón Guaranda, entre ellas se hallan fallas longitudinales y transversales con rumbos noreste – suroeste y noroeste – sureste.

La caracterización del suelo se realizó mediante ensayos de laboratorio a partir de tres muestras representativas que se tomaron en la Unidad Educativa (Coordenadas UTM N 9814219.102 – E 718832.139). Se tomaron en cuenta las especificaciones de la norma NTP 339. 151 (ASTM D420) para la recolección de las muestras hasta una profundidad de 4,0 m. En la Figura 4-2 se presenta la extracción de las muestras, mientras que en la Figura 4-23 se presentan los puntos en los que se realizaron los ensayos.



Figura 4-2: Sondeo de muestras para estudio de suelo



Figura 4-3: Puntos de sondeo y aplicación de ensayos

A partir de la recolección de las muestras del suelo se describieron las características de la zona con base en los criterios de la norma ASTM D – 2488 en la que se presentaron parámetros como el color, humedad natural, consistencia, etc. Del análisis se obtuvieron los resultados de la Tabla 4-1, 4-2 y 4-3.

Tabla 4-1: Características del suelo en la Unidad Educativa tres de Marzo

No. / espesor	Características del suelo	Clasificación SUCS	NSPT (Medio)
1	Arena limosa / perfil tipo D	SM	43
2	Arcilla limosa / perfil tipo D	SM	41
3	Arena limosa / perfil tipo D	SM	38

Tabla 4-2: Características del suelo

Sondeo	Profundidad [m]	Velocidad de onda [m/s]	Ángulo de fricción interna [°]	Cohesión [kg/m ²]
1	1	107,10	34,43	0,376
	1,5	155,15	42,66	0,258
	2,5	155,15	39,69	0,258
	4	211,26	46,38	0,123
2	1	126,84	38,25	0,326
	1,5	159,05	45,44	0,248
	2,5	193,88	45,55	0,165
	4	208,93	45,73	0,129
3	1	126,84	37,61	0,326
	1,5	159,05	42,58	0,248
	2,5	199,13	46,58	0,152
	4	211,26	46,31	0,123

Con los valores obtenidos del estudio, se plantearon los valores promedio para el ingreso al programa, estos se muestran en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3: Características del suelo, valores promedio

Profundidad [m]	Velocidad de onda [m/s]	Ángulo de fricción interna [°]	Cohesión [kg/m ²]
1	120,26	36,76	0,342
1,5	157,75	43,56	0,254
2,5	182,72	43,91	0,191
4	210,48	46,14	0,125

Otras características importantes del suelo corresponden al peso volumétrico de 1,35 Ton/m³ y el coeficiente de balasto de 1,39.

4.2.Descripción de las características arquitectónicas, elementos constitutivos y condiciones de carga planteadas para el estudio.

En la Figura 4-4 se muestra la distribución arquitectónica de la edificación de acuerdo con las consideraciones establecidas en el apartado 3.6.4 del presente documento, en el que se especifican las condiciones arquitectónicas que deben cumplir las edificaciones con respecto a la Norma Técnica y Estándares de Infraestructura Educativa emitida por el Ministerio de Educación, para ello se presentaron diferentes dimensiones de los vanos para las aulas y los pasillos, se planteó el vano más crítico el de 8 metros que se ubica en las aulas de clase. La altura de los entresijos se tomó en consideración con un valor de 3,5 metros, el plano de distribución arquitectónica se presenta en el Anexo 2.

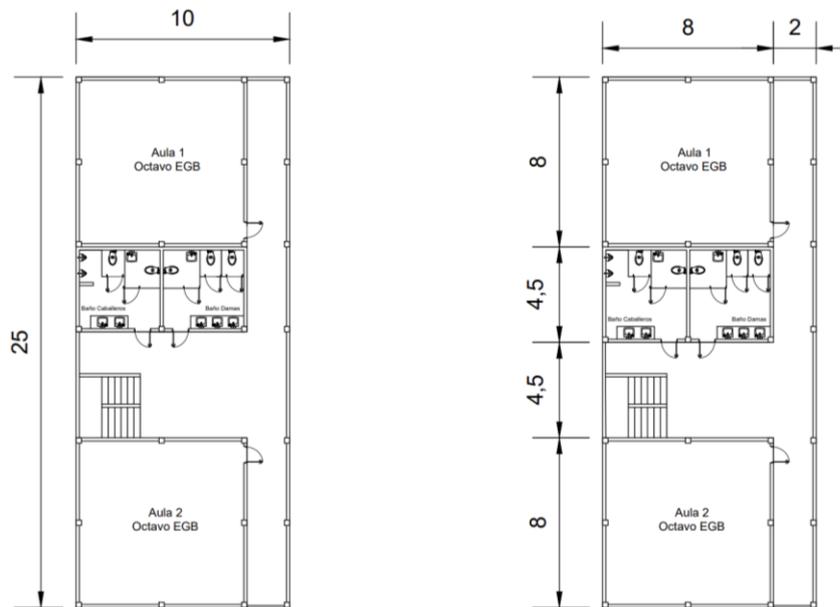


Figura 4-4: Planteamiento de la distribución en planta de la edificación

Bajo estas consideraciones predimensionó el sistema estructural, en la Figura 4-5 se muestra la distribución estructural tomada en cuenta para los cálculos. Para ello se cuentan con las vigas soldadas principales para las aulas (VSA – SISM P), vigas soldadas secundarias para las aulas (VSA – SISM S), vigas soldadas principales para los pasillos (VSP – SISM P) y vigas soldadas secundarias para los pasillos (VSP – SISM S). Del mismo modo, se planteados dos diseños de columnas, Col 1

para la zona de las aulas y Col 2 para la zona de los pasillos, el plano estructural con las secciones empleadas se ubica en el Anexo 3. Esta diferenciación se planteó debido a que la carga viva para las dos zonas es diferente de acuerdo con lo que se menciona en la NEC 15. Para los apoyos se consideró empotramiento en la unión de columnas a cimentaciones.

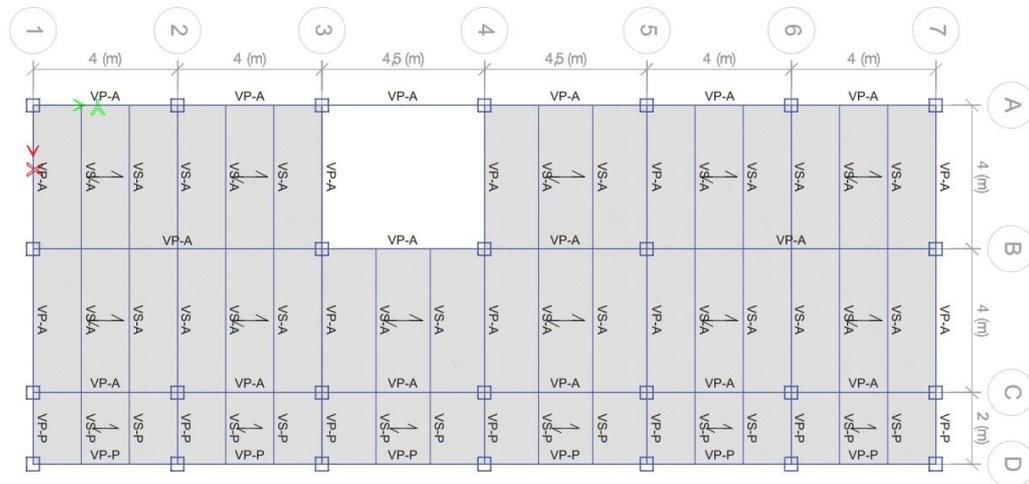


Figura 4-5: Esquema del sistema estructural

4.2.1. Cargas sísmicas

En la Tabla 4 – 4 se presenta un resumen del cálculo para el espectro sísmico adecuado a las condiciones de sitio que deben incluirse en la carga sísmica, adicionalmente se presenta el cálculo del coeficiente de cortante y el valor de cortante basal de diseño conforme a las condiciones de la edificación y del sitio.

Tabla 4-4: Factores de modificación del espectro sísmico y coef. de cortante basal

Modificación del espectro NEC 15 - Cortante Basal de diseño			
Referencia		Referencia	
W	649,72 [tonf]	Edificación	
Ct	0,073	NEC.SE.DS 6.3.3	
hn	17,5 [m]	NEC.SE.DS 6.3.3	
α	0,75	NEC.SE.DS 6.3.3	
Ta	0,62 [s]	NEC.SE.DS 6.3.3	$Ta := Ct \cdot hn^\alpha$
Tc	0,67 [s]	NEC.SE.DS 3.3.1	$Tc := 0,55 \cdot Fs \cdot \frac{Fd}{Fa}$
Sa	1,085 [g]	NEC.SE.DS 3.3.1	
Coeficiente de cortante		Cuando $Ta < Tc$:	
Cc	0,2351	NEC.SE.DS 6.3.2	$Sa := \eta \cdot Z \cdot Fa$
Cortante basal de diseño		$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_p\theta_E} W$	
V	152,74 [tonf]	NEC.SE.DS 6.3.2	
		Coeficientes de sitio	
Tipo	D	Estudio de suelo	
I	1,3	NEC.SE.DS 4.1	
fi p	1	NEC.SE.DS 5.2.2	
fi e	1	NEC.SE.DS 5.2.2	
R	6	NEC.SE.DS 6.3.4.d	
η	2,48	NEC.SE.DS 3.3.1	
Z	0,35	NEC.SE.DS 3.1	
Fa	1,25	NEC.SE.DS 3.2.2.a	
Fd	1,28	NEC.SE.DS 3.2.2.b	
Fs	1,19	NEC.SE.DS 3.2.2.c	
r	1	NEC.SE.DS 3.3.1	
Factor k	1,075	NEC.SE.DS 6.3.5	

4.2.2. Predimensionamiento de la edificación

El predimensionamiento de la edificación se realizó empleando los criterios de la AISC 360 y de la AISC 341 para determinar si los perfiles seleccionados cumplían con los criterios de sismorresistencia. En las Tablas 4-5 a 4-7 se presentan los resultados de la verificación en vigas y columnas, los elementos fueron adecuados para las solicitaciones propuestas. En el anexo se colocaron los cálculos completos y el resumen de los resultados del predimensionamiento de los elementos en los pasillos.

Tabla 4-5: Resultados del predimensionamiento de las vigas principales en las aulas

Predimensionamiento de la viga principal			
Ubicación:	Aulas de clases		
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,10E+06	[kgf/cm ²]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Sección del perfil	VSA - SISM P		
Datos arquitectónicos			
Longitud transversal	8	[m]	
Longitud de la viga	4	[m]	
Carga última:	1,16	[tonf/m ²]	
Chequeo por pandeo local - Compresión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Esbeltez en el ala	16,13	11,33	No esbelto
Esbeltez en el alma	42,919	40	No esbelto
Chequeo por pandeo local - Flexión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Ala	10,946	5,667	Ala compacta
Alma	108,305	40	Alma compacta
Diseño a Flexión			
Momento último de la viga (μA)	24,966	[tonf.m]	
C_b	1		
Momento por fluencia (M_{n1})	3,77E+06	[kgf.cm]	
L_b	1,6	[m]	No requiere análisis por pandeo lateral torsional
L_p	1,86	[m]	
L_r	5,884	[m]	
ϕ_b	0,9		
ϕM_{n1}	37,384	[tonf.m]	$\phi M_{n1} > \mu A$
D/C	0,668		Sí cumple
Diseño a Corte			
Cortante de la viga (V_u)	22,641	[tonf]	
ϕ_v	0,9		
V_n	71,982	[tonf]	
ϕV_n	64,784	[tonf]	$\phi V_n > V_u$
D/C	0,349		Sí cumple

Tabla 4-6: Resultados del predimensionamiento de las vigas secundarias en las aulas

Predimensionamiento de la viga secundaria			
Ubicación:	Aulas de clases		
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,10E+06	[kgf/cm ²]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Sección del perfil	VSA - SISM S		
Datos arquitectónicos			
Longitud transversal	8	[m]	
Longitud de la viga	4	[m]	
Carga última:	1,16	[tonf/m ²]	
Chequeo por pandeo local - Compresión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Esbeltez en el ala	16,13	11,11	No esbelto
Esbeltez en el alma	42,919	32,83	No esbelto
Chequeo por pandeo local - Flexión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Ala	10,946	5,556	Ala compacta
Alma	108,305	32,83	Alma compacta
Diseño a Flexión			
Momento último de la viga (M)	3,744	[tonf.m]	
Cb	1,136		
Momento por fluencia (Mn1)	6,949	[tonf.m]	
Lb	4	[m]	Realizar chequeo por pandeo lateral torsional
Lp	1,136	[m]	
Lr	3,855	[m]	
Momento por pandeo lateral torsional (Mn2)	4,512	[tonf.m]	
Øb	0,9		
ØMn2	4,061	[tonf.m]	ØMn2>M
D/C	0,929		Sí cumple
Diseño a Corte			
Cortante de la viga (Vu)	6,928	[tonf]	
Øv	0,9		
Vn	21,595	[tonf]	
ØVn	19,435	[tonf]	ØVn>Vu
D/C	0,356		Sí cumple

Tabla 4-7: Resultados del predimensionamiento de las columnas en las aulas

Predimensionamiento del columnas			
Ubicación:	Aulas de clases		
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,10E+06	[kgf/cm ²]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Material de relleno:	Concreto		
Resistencia a la compresión	210	[kgf/cm ²]	
Sección del perfil	Col 1		
Datos arquitectónicos			
L1	4,5	[m]	
L2	8	[m]	
L3	4	[m]	
L4	4	[m]	
L	3,5	[m]	
No	5		
Carga última:	1,16	[tonf/m ²]	
Chequeo elementos de alta ductilidad			
	Límite	h/tw	Resultado
Alta ductilidad	60,401	30	Elemento de alta ductilidad
Diseño a Compresión			
Solicitación a compresión (Pu)	86,71	[tonf]	
K	1	Método directo	
KL/r	24,621		
Fe	1,15E+03	[tonf/cm ²]	
Fcr	4,114	[tonf/cm ²]	
Resistencia nominal (Pn)	687,145	[tonf]	
Øc	0,9		
ØPn	618,43	[tonf]	ØPn>Pu
D/C	0,14		Sí cumple
Verificación columna fuerte - viga débil			
Momento de las columnas (Mp)	159,31	[tonf.m]	
Momento de las vigas (Mpr)	68,538	[tonf.m]	Mp/2Mpr>1
Mp/2Mpr	1,162		Sí cumple

En la Figura 4-7 se muestra el resultado del sistema estructural con los elementos seleccionados, adicionalmente, en el Anexo 3 se presenta el plano estructural de la edificación.

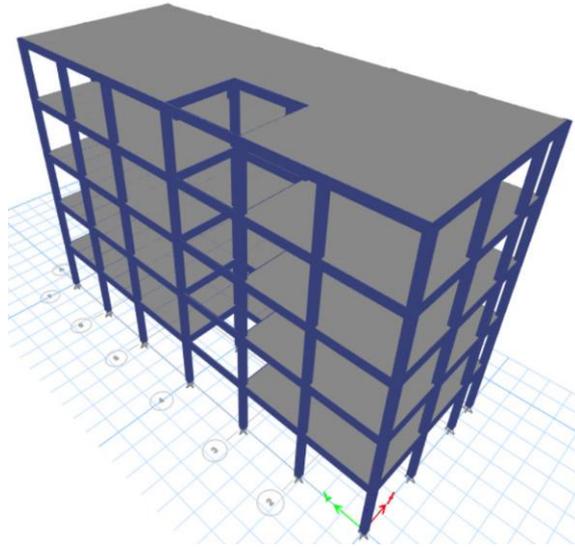


Figura 4-6: Sistema estructural con los elementos predimensionados

4.3. Configuración de los arriostramientos concéntricos y excéntricos que se aplicaron en el diseño de la edificación de cinco pisos

Para el arriostramiento del edificio se seleccionó un perfil de ala ancha dado que tiene un buen comportamiento estructural y no tiene una limitación de altura como sucede con las secciones angulares o tubulares circulares y cuadradas.

El edificio diseñado de 5 pisos tiene una altura total de 17,5 m cada piso tiene una altura aproximada de 3,5 m. Por simplicidad y economía de detalle, una vez que se ha seleccionado el tipo de forma de elemento de arriostramiento, puede resultar más económico seguir utilizando el mismo tipo de elemento durante dos o tres niveles de planta en lugar de cambiar los tipos de elementos de arriostramiento y los detalles asociados en cada nivel de planta.

4.3.1. Predimensionamiento de los elementos para las riostras

Se seleccionaron dos tipos de arriostramiento con secciones de uso común a nivel nacional. Se realizó el dimensionamiento aplicando la AISC 341. Los tirantes fueron dimensionados con los requisitos de la Sección D1.1 para elementos moderadamente dúctiles y con las consideraciones de esbeltez específicas para cada caso de arriostramiento.

En la Tabla 4-10 y 4-11 se presenta el chequeo de los elementos seleccionados y se verificó su cumplimiento a tracción y compresión.

Tabla 4-8: Propiedades de la sección IPE 200 para el sistema de arriostramientos

Dimensionamiento de las riostras			
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,90E+04	[ksi]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Sección del perfil	IPE 200		
Datos arquitectónicos			
Longitud efectiva arriostrada (Lc)	2,53	[m]	
Altura de entrepiso	3,5	[m]	
Carga última:	1,16	[tonf/m ²]	
Chequeo de esbeltez			
	Límite	Lc/r	Resultado
Alta ductilidad	113,53	112,946	Elemento no esbelto
Resistencia a tracción			
Solicitud a tracción (Ptru)	3,04	[tonf]	
Resistencia nominal (Ptrn)	79,52	[tonf]	
ϕ_t	0,75		
ϕ_{Ptr}	59,54	[tonf]	$\phi_{Ptrn} > Ptru$
D/C	0,05		Sí cumple
Resistencia a compresión			
Solicitud a compresión (Pcru)	-4,67	[tonf]	
Fe	7,114	[ksi]	
Fcr	19,677	[ksi]	Pcrn > Pcru
Resistencia nominal (Pcrn)	49,55	[tonf]	Sí cumple

Tabla 4-9: Propiedades de la sección IPE 300 para el sistema de arriostramientos

Dimensionamiento de las riostras			
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,90E+04	[ksi]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Sección del perfil	IPE 300		
Datos arquitectónicos			
Longitud efectiva arriostrada (Lc)	3,69	[m]	
Altura de entrepiso	3,5	[m]	
Carga última:	1,16	[tonf/m ²]	
Chequeo de esbeltez			
	Límite	Lc/r	Resultado
Alta ductilidad	113,53	110,15	Elemento no esbelto
Resistencia a tracción			
Solicitud a tracción (Ptru)	3,73	[tonf]	
Resistencia nominal (Ptrn)	150,1	[tonf]	
ϕ_t	0,75		
ϕ_{Ptr}	112,56	[tonf]	$\phi_{Ptrn} > Ptru$
D/C	0,03		Sí cumple
Resistencia a compresión			
Solicitud a compresión (Pcru)	-5,45	[tonf]	
Fe	7,509	[ksi]	
Fcr	19,68	[ksi]	Pcrn > Pcru
Resistencia nominal (Pcrn)	93,55	[tonf]	Sí cumple

4.4.Comparación del comportamiento sísmico de la edificación de cinco pisos con la aplicación de arriostramientos concéntricos y excéntricos

En la Tabla 4-4 se presentó el cálculo del espectro sísmico con el que se diseñaron todas las configuraciones estructurales del edificio, se emplearon los coeficientes recomendados por la NEC 2015 según la zona e importancia, el peso de la estructura desde su base fue de 649,72 tonf con esto se calculó un cortante basal de diseño mínimo de 152,74 tonf y un coeficiente de cortante de 0,2351 este último valor fue ingresado en software estructural para conocer el comportamiento estructural de la edificación.

Las configuraciones estructurales analizadas fueron:

- Pórticos arriostrados concéntricamente con diagonales en X (CBF-X)
- Pórticos arriostrados concéntricamente con diagonales en V invertida (CBF-V inv)
- Pórticos arriostrados excéntricamente con diagonales en X (EBF-X)
- Pórticos arriostrados excéntricamente con diagonales en V invertida (EBF- V inv)

4.4.1. Estructuras pórticos arriostramientos

4.4.1.1.Arriostramiento en X

4.4.1.1.1. Periodos y modos de vibración

Tabla 4-10: Periodos y modos de vibración de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntricamente.

Caso	Modo de vibración	CBF-X	EBF-X	Diferencia
		Periodo	Periodo	
		sec	sec	
Modal	1	0,543	0,55	1,29%
Modal	2	0,482	0,491	1,87%
Modal	3	0,378	0,386	2,12%

En la Tabla 4-10 se presentan los periodos y modos de vibración de la estructura con arriostramientos de diagonales en X concéntricos (CBF) y excéntricos (EBF), en ambos casos dos primeros modos de vibrar son traslacionales y el tercero rotacional, en ningún caso se llega a igualar el periodo de vibración del suelo por lo que no existiría resonancia.

En el primer modo de vibración la estructura con arriostramientos en X excéntricos (EBF-X) presenta un periodo 1,29% más alto que la de arriostramientos concéntricos (CBF-X), en el segundo modo el periodo es 1,87% más alto y en el tercero 2,12 % lo que indica que la configuración de diagonales (EBF-X) la estructura es más flexible que con diagonales concéntricas.

4.4.1.1.2. Participaciones de masa

Tabla 4-11: Participaciones de masa de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.

PPM CBF-X		
X	Y	Z
99,26706	0,56631	0,11000
0,46642	97,12893	1,51000
0,26652	2,30475	74,28000
PPM EBF-X		
X	Y	Z
99,26628	0,56751	0,11000
0,46692	97,04368	1,59000
0,26681	2,40201	73,96000

La estructura arriostrada concéntrica tiene una participación de masa del 99,27 % en el sentido X y un 97,12 % en Y lo cual indica que la mayor parte de la masa participa en sentido traslacional, por otro lado, en sentido vertical Z la masa participa un 74,28% esto indica que el tercer modo de vibración es torsional.

4.4.1.1.3. Cortante basal estático

Tabla 4-12: Cortante basal estático de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.

CBF-X		
Carga sísmica	Cortante Basal X [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SISMO X EST. LIN	-177,7042	0,00
SISMO Y EST. LIN	0,00	-177,7042
EBF-X		
Carga sísmica	Cortante Basal X [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SISMO X EST. LIN	-177,3987	0,00
SISMO Y EST. LIN	0,00	-177,3987

En la configuración estructural de arriostramientos concéntricos con diagonales cruzadas en X el cortante basal es ligeramente mayor que en la configuración con diagonales excéntricas, en la Tabla 4-12 se presenta un valor de 177,7042 tonf para

el edificio con pórticos CBF y 177,3987 para la configuración EBF, en ambos casos se supera el cortante basal mínimo de diseño de 152,74 tonf que se obtuvo para las configuraciones estructurales con arriostramientos en X concéntricos y excéntricos.

Tabla 4-12: Cortante basal estático de la estructura arriostrada en V concéntrica y excéntrica.

CBF-V		
Carga sísmica	Cortante Basal V [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SISMO X EST. LIN	-176,88	0,00
SISMO Y EST. LIN	0,00	-176,88
EBF-V		
Carga sísmica	Cortante Basal V [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SISMO X EST. LIN	-175,37	0,00
SISMO Y EST. LIN	0,00	-175,37

En la configuración estructural de arriostramientos concéntricos con diagonales cruzadas en V el cortante basal es ligeramente mayor que en la configuración con diagonales excéntricas, en la Tabla 4-12 se presenta un valor de 176,88 tonf para el edificio con pórticos CBF y 175,37 para la configuración EBF, en ambos casos se supera el cortante basal mínimo de diseño de 152,4 tonf que se obtuvo para las configuraciones estructurales con arriostramientos en X concéntricos y excéntricos.

4.4.1.1.4. Cortante Basal dinámico

Corrección del espectro sísmico

En el análisis modal espectral fue necesario realizar la corrección del espectro de respuesta, para ello hay que tener en cuenta el factor K de 1,075 y que el edificio es regular, de este modo se obtiene un factor de corrección de 1 y se calculan los valores de corrección descritos en la Tabla 4-13.

Pórticos arriostrados en X

Tabla 4-13: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.

Factor K	k	1,075	
Tipo de edificio	REGULAR		
Cortante Basal de diseño	V_{min}	153	tonf
Coefficiente de cortante	Coef def	0,235	
Cortante basal dinámico en X	V _{pdx}	135,69	tonf
Factor de corrección de aceleración en X	f _c	1,13	
Cortante basal dinámico en Y	V _{pdY}	137,58	tonf
Factor de corrección de aceleración en Y	f _c	1,11	

Tabla 4-14: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica.

CBF-X			
Carga sísmica	Tipo	Cortante Basal X [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SPT-X	LinRespSpec	181,63	8,81
SPT-Y	LinRespSpec	8,70	177,12
EBF-X			
Carga sísmica	Tipo	Cortante Basal X [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SPT-X	LinRespSpec	174,23	6,68
SPT-Y	LinRespSpec	6,71	173,53

El cortante basal dinámico corregido para las dos configuraciones estructurales, presenta valores en X & Y como se muestra en la Tabla 4-14 porque se considera el espectro y su aceleración, de igual forma que en el cortante estático, el dinámico es superior que el cortante basal de diseño, por ende, el edificio es aceptable bajo este criterio.

Pórticos arriostrados en V

Tabla 4-15: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en V concéntrica y excéntrica.

Factor K	k	1,075	
Peso de la estructura	Wr	633,176	tonf
Tipo de edificio	REGULAR		
Cortante Basal de diseño	Vmin	148,970	tonf
Coefficiente de cortante	Coef def	0,235	
Cortante basal dinámico en X	Vpdx	137,220	tonf
Factor de corrección CB X	fc	1,086	
Cortante basal dinámico en Y	Vpdy	137,400	tonf
Factor de corrección CB Y	fc	1,084	

Tabla 4-16: Cortante basal dinámico corregido de la estructura arriostrada en V concéntrica y excéntrica.

CBF-V			
Carga sísmica	Tipo	Cortante Basal X [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SPT-X	LinRespSpec	148,71	8,81
SPT-Y	LinRespSpec	8,70	177,12
EBF-V			
Carga sísmica	Tipo	Cortante Basal X [tonf]	Cortante Basal Y [tonf]
SPT-X	LinRespSpec	149,026	21,12
SPT-Y	LinRespSpec	20,36	148,96

El cortante basal dinámico corregido para las dos configuraciones estructurales de pórticos arriostrados en V, presenta valores en X & Y como se muestra en la tabla 4-16 porque se considera el espectro y su aceleración, de igual forma que en el cortante estático, el valor obtenido para el dinámico es superior que el cortante basal de diseño, por ende, el edificio es aceptable bajo este criterio.

4.4.1.1.5. Derivas de piso método estático

Tabla 4-17: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada con diagonales cruzadas concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático

Story	Elevación	CBF-X	Porcentaje	EBF-X	Porcentaje
		X-Dir		X-Dir	
Story5	17,5	0,001377	0,620%	0,001537	0,692%
Story4	14	0,001558	0,701%	0,001677	0,755%
Story3	10,5	0,001687	0,759%	0,001761	0,792%
Story2	7	0,001764	0,794%	0,001842	0,829%
Story1	3,5	0,001699	0,765%	0,001784	0,803%
Base	0	0,001567	0,705%	0,001738	0,782%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso en el sentido X son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales cruzadas excéntricas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,829 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,794 %. Al tratarse de una

construcción de ocupación especial que requiere operar continuamente y albergar un número considerable de personas la deriva de piso debe ser menor al 2%, para que en caso de un terremoto se garantice la seguridad de vida de sus ocupantes en este caso ambas configuraciones estructurales cumplen este criterio.

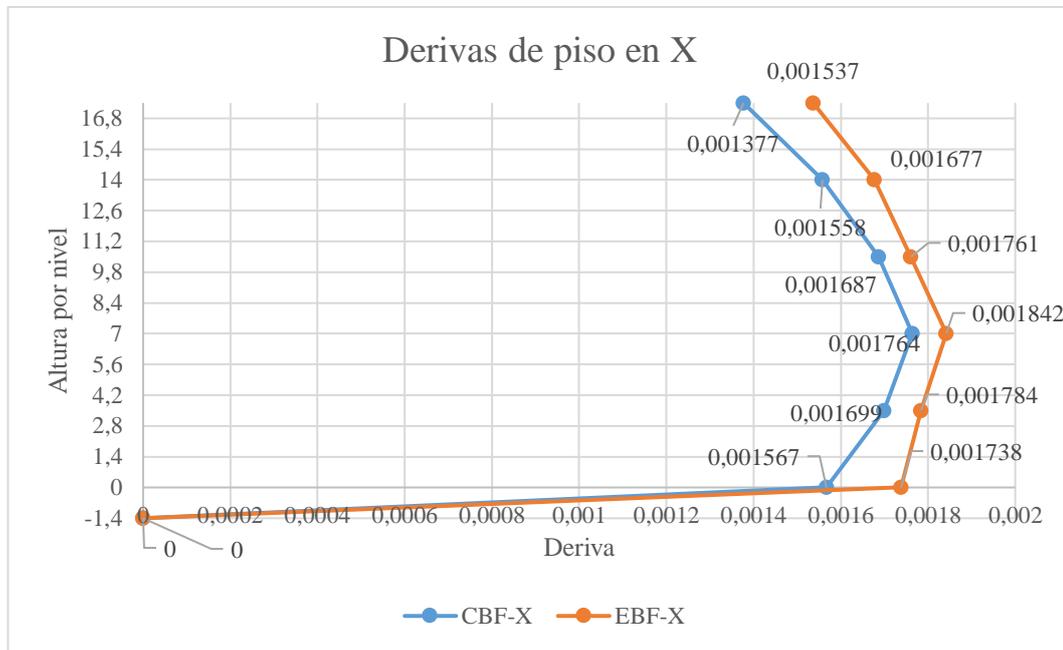


Figura 4-7: Derivas de piso obtenidas con el método estático en X para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-7 se presenta la gráfica de derivas para la estructura con diagonales cruzadas excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha en el eje X, en ambos casos las derivas máximas ocurren en los pisos intermedios, como se consideró la interacción suelo estructura también se tiene una deriva en el nivel cero puesto que las zapatas aisladas están a 1.4 m de profundidad.

Tabla 4-18: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático

Story	Elevación	CBF-X	Porcentaje	EBF-X	Porcentaje
		Y-Dir		Y-Dir	
Story5	17,5	0,000801	0,360%	0,000912	0,410%
Story4	14	0,001095	0,493%	0,001202	0,541%
Story3	10,5	0,001312	0,590%	0,001407	0,633%
Story2	7	0,001459	0,657%	0,001541	0,693%
Story1	3,5	0,001333	0,600%	0,001469	0,661%
Base	0	0,000873	0,393%	0,001106	0,498%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso en el sentido Y son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales cruzadas excéntricas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,693 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,657 %. Al tratarse de una construcción de ocupación especial que requiere operar continuamente y albergar un número considerable de personas la deriva de piso debe ser menor a 2% para que en caso de un terremoto se garantice la seguridad de vida de sus ocupantes en este caso ambas configuraciones estructurales cumplen este criterio.

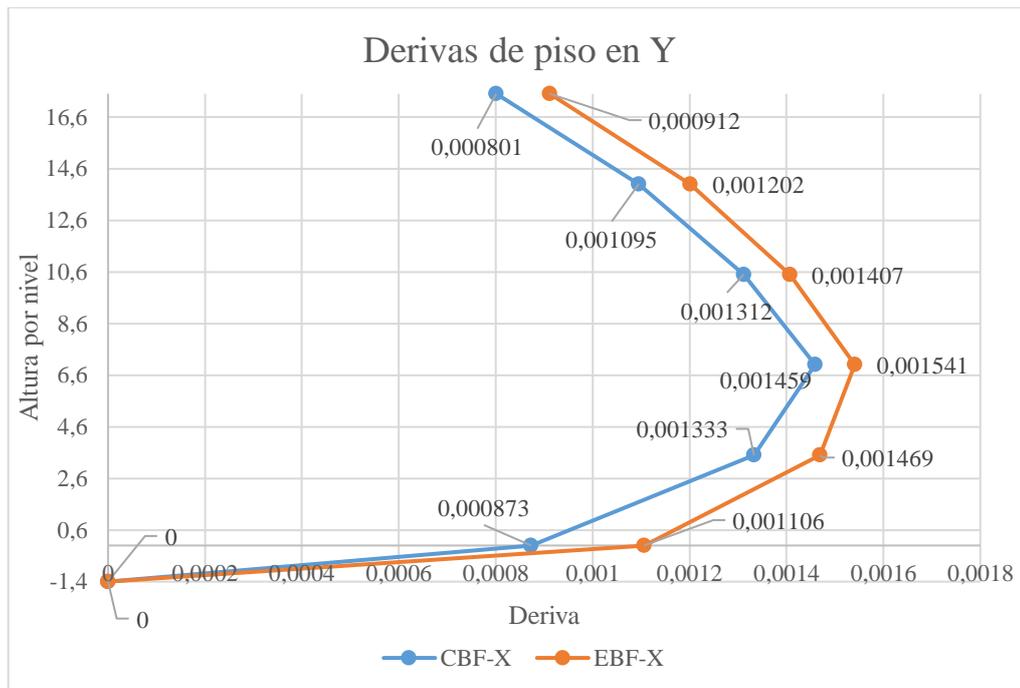


Figura 4-8: Derivas de piso obtenidas en el método estático en Y para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-8 se presenta la gráfica de derivas en Y para la estructura con diagonales cruzadas excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha, en ambos casos las derivas máximas ocurren en los pisos intermedios, al igual que en el sentido X como se consideró la interacción suelo estructura también se tiene una deriva del 0,49 % en el nivel cero puesto que las zapatas aisladas están a 1,4 m de profundidad.

4.4.1.1.6. Derivas de piso método dinámico

Tabla 4-19: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntricamente obtenidas con el método dinámico

Story	Elevation	CBF-X	Porcentaje	EBF-X	Porcentaje
		X-Dir		X-Dir	
Story5	17,5	0,001267	0,570%	0,001755	0,790%
Story4	14	0,0014	0,630%	0,00184	0,828%
Story3	10,5	0,001496	0,673%	0,001864	0,839%
Story2	7	0,001554	0,699%	0,001938	0,872%
Story1	3,5	0,001566	0,705%	0,001823	0,820%
Base	0	0,00153	0,689%	0,001784	0,803%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso obtenidas con el método dinámico en el sentido X son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales cruzadas excéntricas al igual que las estáticas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,872 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,705 % este valor se da en los pisos intermedios

Al tratarse de una construcción de ocupación especial que requiere operar continuamente y albergar un número considerable de personas la deriva de piso debe ser menor a 2% para que en caso de un terremoto se garantice la seguridad de vida de sus ocupantes, en este sentido las derivas obtenidas con el método dinámico cumplen este criterio en ambos casos.

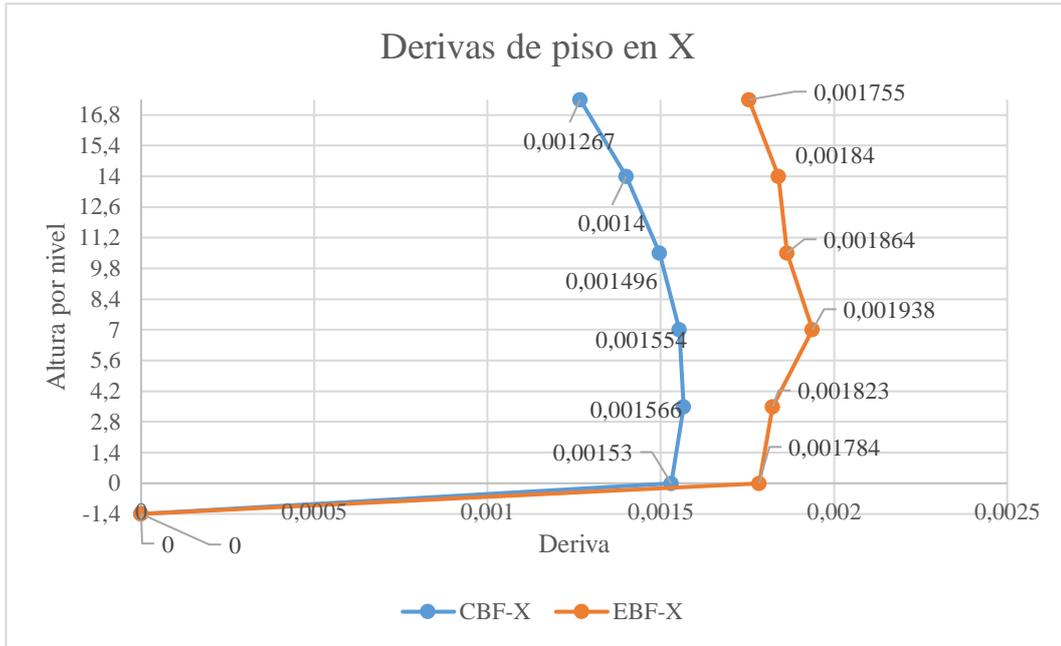


Figura 4-9: Derivas de piso obtenidas en el método dinámico en X para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-9 se presenta la gráfica de derivas en X obtenidas con el método dinámico para la estructura con diagonales cruzadas excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha, en ambos casos las derivas máximas ocurren en los pisos intermedios y también existe una ligera deriva en la base porque se consideró la interacción suelo estructura puesto que las zapatas están a 1,4 m de profundidad, se observa que en el piso superior la deriva máxima tiene un valor similar en ambos casos.

Tabla 4-20: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntricamente obtenidas con el método dinámico

Story	Elevation	CBF-X	Porcentaje	EBF-X	Porcentaje
		Y-Dir		Y-Dir	
Story5	17,5	0,00064	0,288%	0,000981	0,441%
Story4	14	0,000833	0,375%	0,001234	0,555%
Story3	10,5	0,000973	0,438%	0,001405	0,632%
Story2	7	0,001083	0,487%	0,001507	0,678%
Story1	3,5	0,001027	0,462%	0,001434	0,645%
Base	0	0,000793	0,357%	0,001038	0,467%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso obtenidas con el método dinámico en el sentido Y son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales cruzadas

excéntricas al igual que las estáticas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,678 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,487 %. Considerado que es una construcción de ocupación especial que requiere operar continuamente y albergar un número considerable de personas la deriva de piso debe ser menor al 2% para que en caso de un terremoto se garantice la seguridad de vida de sus ocupantes, en este sentido las derivas obtenidas con el método dinámico cumplen este criterio en ambos casos.

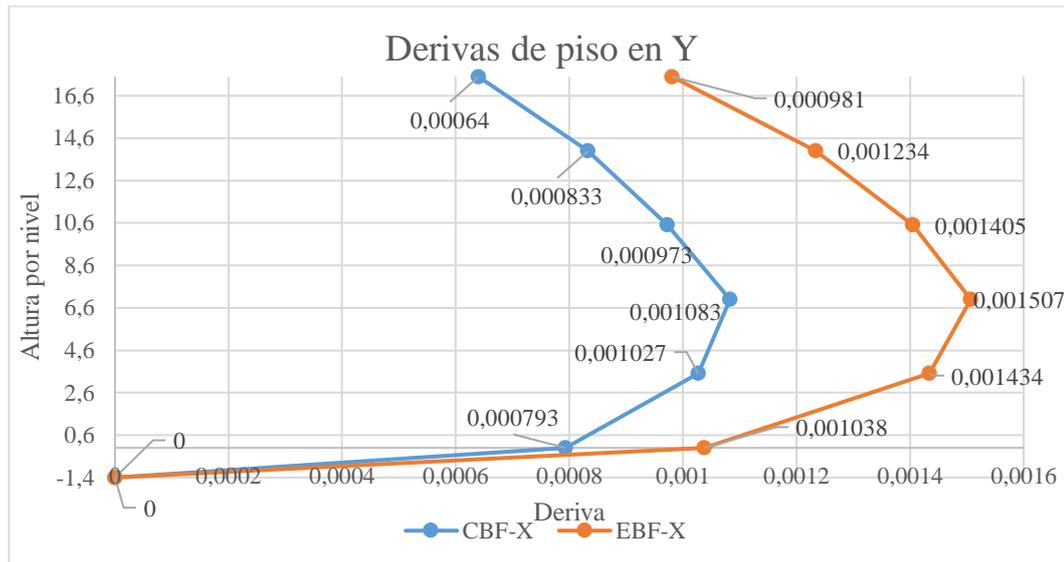


Figura 4-10: Derivas de piso obtenidas por el método dinámico en Y para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-10 se presenta la gráfica de derivas en Y obtenidas con el método dinámico para la estructura con diagonales cruzadas excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha, en ambos casos las derivas máximas ocurren en el segundo piso a 7 m de altura, en el análisis se consideró la interacción suelo estructura con zapatas aisladas a 1,4 m de profundidad por esto también ocurre una deriva en la base.

4.4.1.1.7. Desplazamientos método estático

Tabla 4-21: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático

Story	Elevación [m]	CBF-X	EBF-X
		X-Dir [m]	X-Dir [m]
Story5	17,5	0,026266	0,026901
Story4	14	0,022031	0,022611
Story3	10,5	0,017304	0,017764
Story2	7	0,012258	0,01254
Story1	3,5	0,007051	0,007131
Base	0	0,002141	0,002119
Story-1	-1,4	0,000015	0,000015

Los desplazamientos en X obtenidos con el método estático que se presentan en la Tabla 4-21 y son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales cruzadas excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,0269 m en el piso superior, lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido X es más dúctil que el arriostrado concéntrico, se genera un desplazamiento en la base por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad.

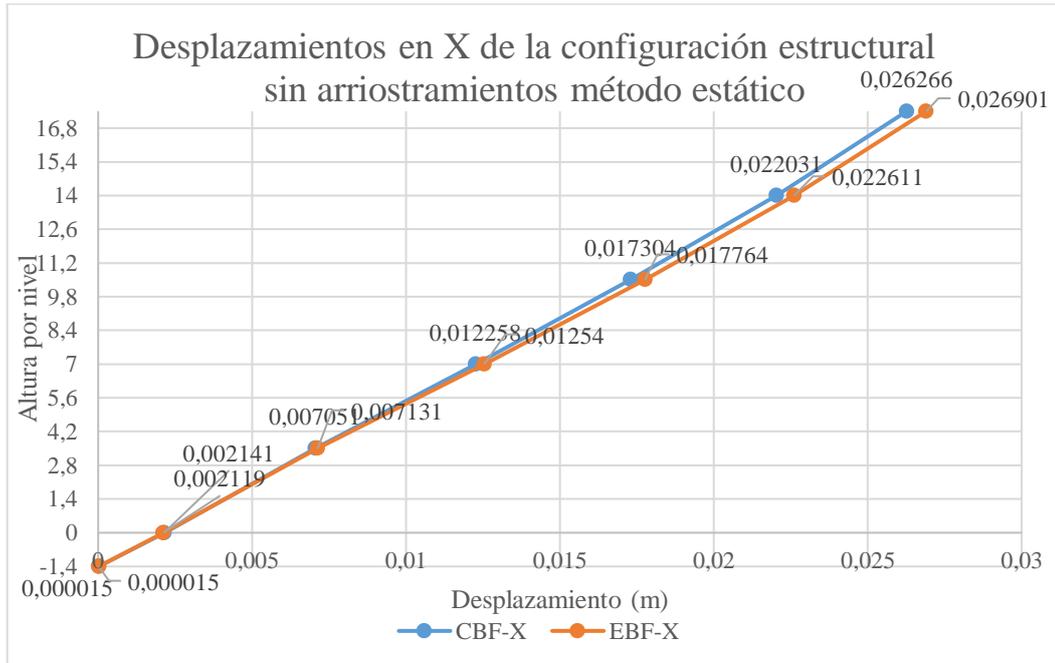


Figura 4-11: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-11 se observa el comportamiento de desplazamientos en X para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales cruzadas, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso y tiene un comportamiento decreciente uniforme, por la interacción suelo estructura tanto la base como la cimentación presentan un desplazamiento de 2,12 mm que es muy inferior a los de los pisos superiores y es lo que se espera para el tipo de suelo del sector donde se construirá el edificio.

Tabla 4-22: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático

Story	Elevación	CBF-X	EBF-X
		Y-Dir (m)	Y-Dir (m)
Story5	17,5	0,018929	0,019697
Story4	14	0,016472	0,017148
Story3	10,5	0,013167	0,013703
Story2	7	0,009302	0,009633
Story1	3,5	0,005062	0,005166
Base	0	0,001373	0,001355
Story-1	-1,4	0,000013	0,000013

Los desplazamientos en Y obtenidos con el método estático que se presentan en la Tabla 4-22 son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales cruzadas excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,02196m, lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido Y es más dúctil que el arriostrado concéntrica al igual que en el sentido X se genera un desplazamiento en la base por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad.

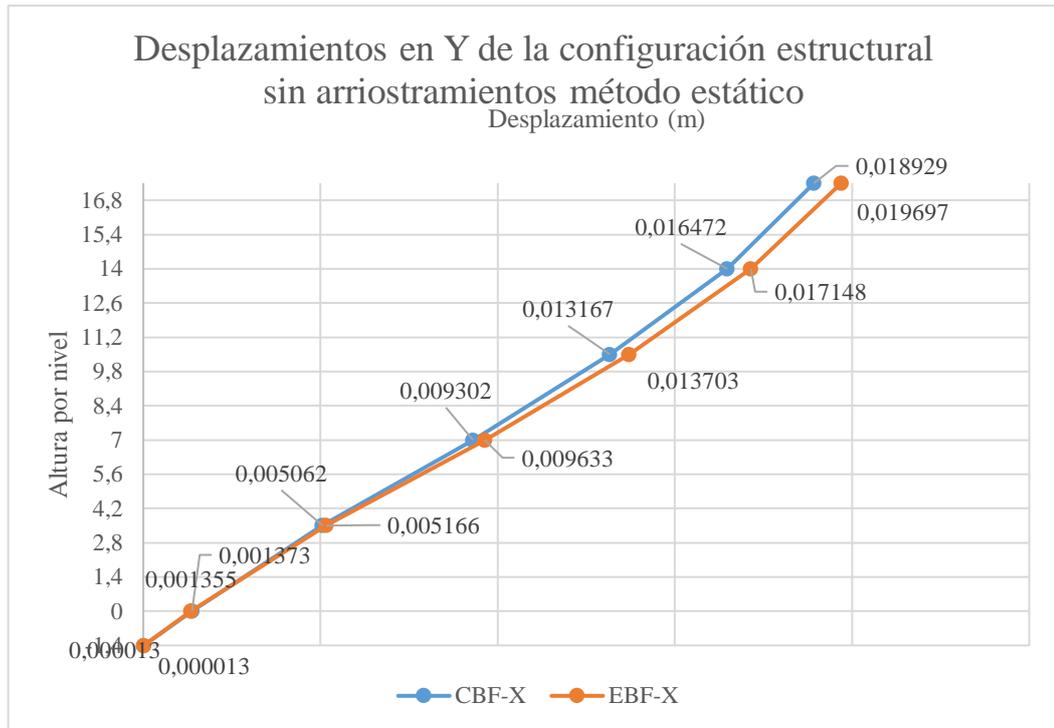


Figura 4-12: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-12 se observa el comportamiento de desplazamientos en Y para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales cruzadas, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso y tiene un comportamiento decreciente uniforme al igual que en el sentido Y, por la interacción suelo estructura tanto la base como la cimentación presentan un desplazamiento de 1,35 mm que es lo que se espera en la estructura con el tipo de suelo del sector.

4.4.1.1.8. Desplazamientos método dinámico

Tabla 4-23: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico

Story	Elevación [m]	CBF-X	EBF-X
		X-Dir [m]	X-Dir [m]
Story5	17,5	0,027551	0,028073
Story4	14	0,023085	0,023555
Story3	10,5	0,018273	0,018642
Story2	7	0,012908	0,01313
Story1	3,5	0,007465	0,007511
Base	0	0,002351	0,002315
Story-1	-1,4	0,000015	0,000015

Los desplazamientos en X obtenidos con el método dinámico que se presentan en la Tabla 4-23 son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales cruzadas excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,028 m en el piso superior, lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido X es más dúctil que el arriostrado concéntricamente, estos valores se obtuvieron con el espectro sísmico, también se genera un desplazamiento en la base por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad.

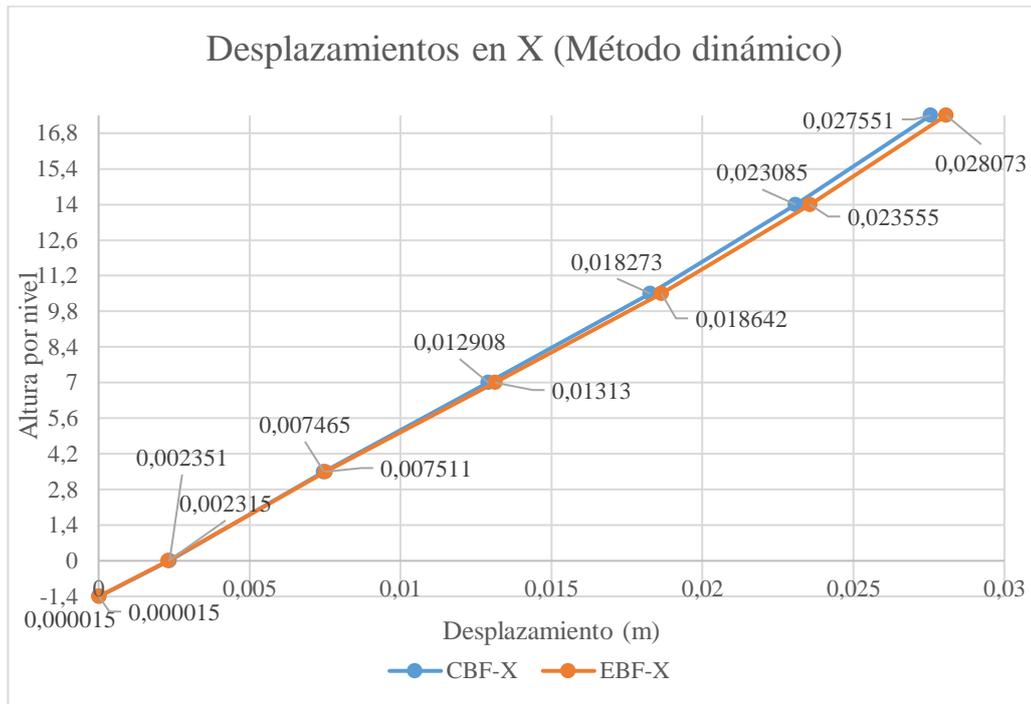


Figura 4-13: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-13 se observa el comportamiento de desplazamientos en X para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales cruzadas obtenidos con el método dinámico, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso y tiene un comportamiento decreciente uniforme al igual que los obtenidos con el método estático, se espera un desplazamiento máximo de 2,81 cm en el edificio arriostrado excéntricamente y 2,76 cm en edificio de arriostramientos concéntricos para el sismo modelado con el espectro de respuesta calculado.

Tabla 4-24: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en X concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico

Story	Elevación	CBF-X	EBF-X
		Y-Dir (m)	Y-Dir (m)
Story5	17,5	0,016867	0,017473
Story4	14	0,014777	0,015342
Story3	10,5	0,011891	0,01235
Story2	7	0,008431	0,008712
Story1	3,5	0,004559	0,004642
Base	0	0,001135	0,00112
Story-1	-1,4	0,000011	0,000011

Los desplazamientos en Y obtenidos con el método dinámico que se presentan en la Tabla 4-24 son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales cruzadas excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,017 m en el piso superior lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido Y es más dúctil que el arriostrado concéntricamente, estos valores se obtuvieron con el espectro sísmico al igual que en el sentido X, en todos los casos se genera un desplazamiento en la base por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad, lo que indica que la base se desplazaría aproximadamente 1,14 mm

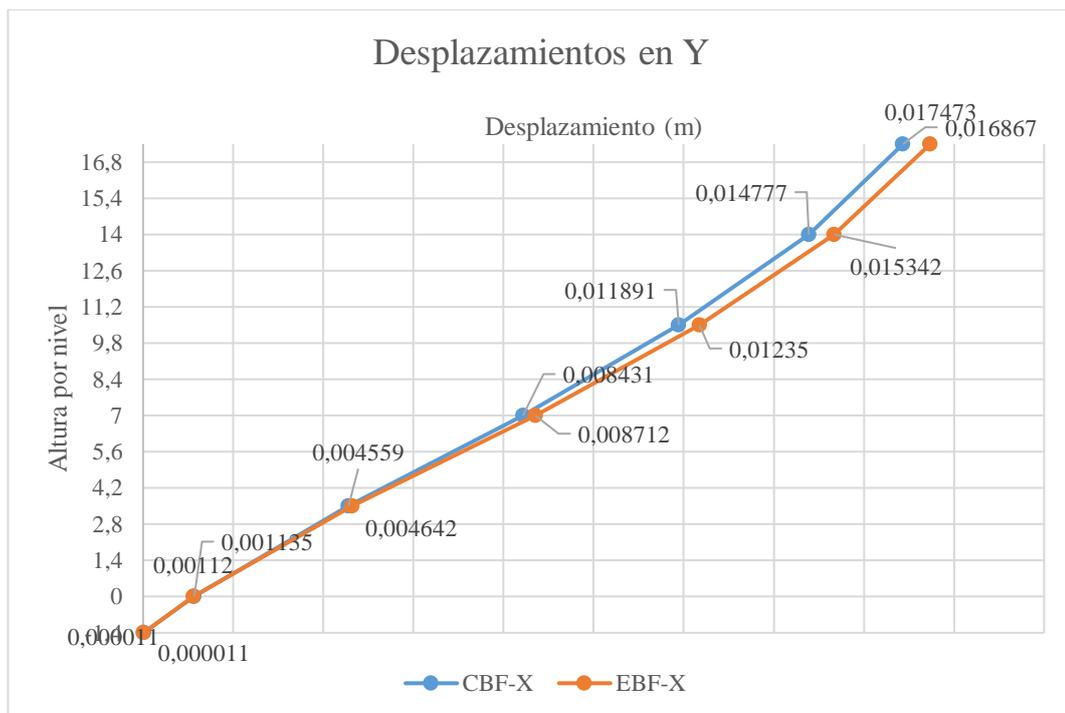


Figura 4-14: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-14 se observa el comportamiento de desplazamientos en Y para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales cruzadas obtenidos con el método dinámico, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso al igual que en el sentido X y tiene un comportamiento decreciente uniforme al igual que los obtenidos con el método estático, en esta dirección se espera un desplazamiento máximo de 1,69 cm en el edificio arriostrado excéntricamente y 1,75 cm en edificio de arriostramientos concéntricos para el sismo modelado con el espectro de respuesta calculado.

4.4.1.2. Arriostramiento en V invertida

4.4.1.2.1. Periodos y modos de vibración

Tabla 4-25: Periodos y modos de vibración de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntricamente.

Caso	Modo de vibración	CBF-V-inv	EBF-V-inv	Diferencia
		Periodo	Periodo	
		sec	sec	
Modal	1	0,572	0,633	10,66%
Modal	2	0,511	0,53	3,72%
Modal	3	0,41	0,428	4,39%

En la Tabla 4-25 se presentan los periodos y modos de vibración de la estructura con arriostramientos en V invertida concéntricos (CBF) y excéntricos (EBF), en ambos casos dos primeros modos de vibrar son traslacionales y el tercero rotacional, en ningún caso se llega a igualar el periodo de vibración del suelo por lo que no existiría resonancia. En el primer modo de vibración la estructura con arriostramientos excéntricos presenta un periodo 10,66 % más alto que la de arriostramientos concéntricos, en el segundo modo el periodo es 3,72% más alto y en el tercero 4,39 % lo que indica que con esta configuración de diagonales la estructura es más flexible que con diagonales concéntricas.

4.4.1.2.2. Participaciones de masa

Tabla 4-26: Participaciones de masa de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica.

PPM CBF V-inv X		
X	Y	Z
98,11771	0,02624	1,33000
0,00536	99,54074	0,25000
1,86903	0,43301	74,84000
PPM EBF V-inv X		
X	Y	Z
98,13861	0,06558	1,25000
0,02640	99,44911	0,31000
1,83498	0,49843	74,90000

La estructura arriostrada concéntrica tiene una participación de masa del 98,11 % en el sentido X y un 99,54 % en Y lo cual indica que la mayor parte de la masa participa en sentido traslacional, por otro lado, en sentido vertical Z la masa participa un 74,84 % esto indica que el tercer modo de vibración es torsional.

4.4.1.2.3. Derivas de piso método estático

Tabla 4-27: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada con diagonales cruzadas concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	Porcentaje (Derivas inelásticas)	EBF-V-Inv	Porcentaje (Derivas inelásticas)
		X-Dir (Derivas elásticas)		X-Dir (Derivas elásticas)	
Story5	17,5	0,001251	0,563%	0,00148	0,666%
Story4	14	0,001454	0,654%	0,001787	0,804%
Story3	10,5	0,001612	0,725%	0,002034	0,915%
Story2	7	0,001707	0,768%	0,002172	0,977%
Story1	3,5	0,00166	0,747%	0,002037	0,917%
Base	0	0,001574	0,708%	0,001845	0,830%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso en el sentido X son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales en V invertida excéntrica, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,98 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,77 % este valor se da en el piso 2 a una altura de 7 m. Al tratarse de una construcción de ocupación especial que requiere operar continuamente y albergar un número considerable de personas la

deriva de piso debe ser menor a 2% para que en caso de un terremoto se garantice la seguridad de vida de sus ocupantes.

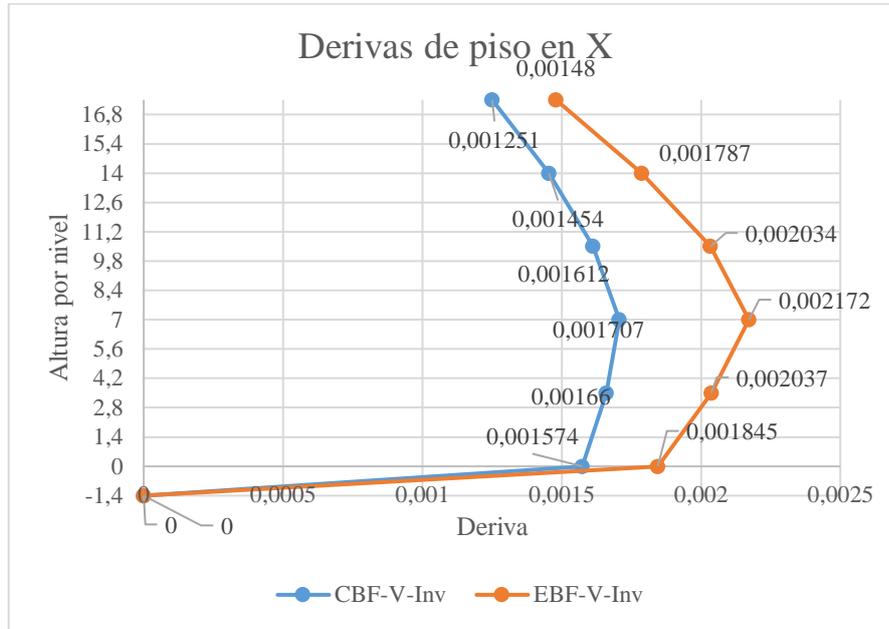


Figura 4-15: Derivas de piso estáticas en X para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-15 se presenta la gráfica de derivas para la estructura con diagonales en V invertida excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha en el eje X, en ambos casos las derivas máximas ocurren en los pisos intermedios, como se consideró la interacción suelo estructura también se tiene una deriva en el nivel cero puesto que las zapatas aisladas están a 1,4 m de profundidad.

Tabla 4-28: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntricamente obtenidas con el método estático

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	Porcentaje	EBF-V-Inv	Porcentaje
		Y-Dir		Y-Dir	
Story5	17,5	0,000742	0,334%	0,000755	0,340%
Story4	14	0,001035	0,466%	0,0011	0,495%
Story3	10,5	0,00126	0,567%	0,001369	0,616%
Story2	7	0,001413	0,636%	0,001544	0,695%
Story1	3,5	0,00134	0,603%	0,001429	0,643%
Base	0	0,001	0,450%	0,001017	0,458%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso en el sentido Y son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales en V invertida excéntricas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,69 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,64 % este valor se da en el piso 2 a una altura de 7 m al igual que en el sentido X. Al tratarse de una construcción de ocupación especial que requiere operar continuamente y albergar un número considerable de personas la deriva de piso debe ser menor al 2% para que en caso de un terremoto se garantice la seguridad de vida de sus ocupantes en este caso ambas configuraciones estructurales cumplen este criterio.

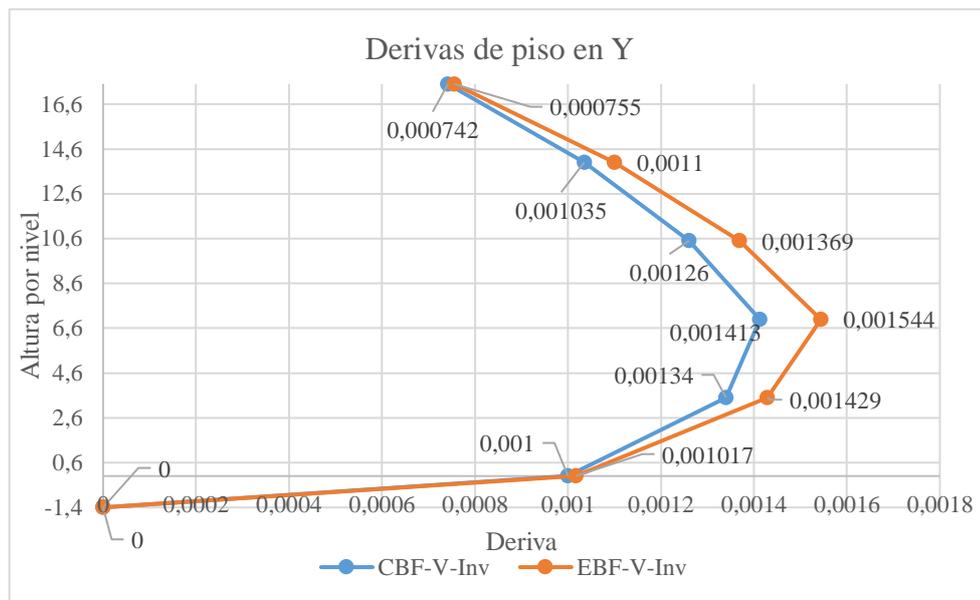


Figura 4-16: Derivas de piso estáticas en Y para el edificio de pórticos con diagonales en V invertida.

En la Figura 4-16 se presenta la gráfica de derivas en Y para la estructura con diagonales en V invertida excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores, en ambos casos las derivas máximas ocurren en los pisos intermedios, al igual que en el sentido X, como se consideró la interacción suelo estructura también se tiene una deriva aproximada del 0,45 % en el nivel cero puesto que las zapatas aisladas están a 1,4 m de profundidad.

4.4.1.2.4. Derivas de piso método dinámico

Tabla 4-29: Derivas de piso en X de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	Porcentaje (Derivas inelásticas)	EBF-V-Inv	Porcentaje (Derivas inelásticas)
		X-Dir (Derivas elásticas)		X-Dir (Derivas elásticas)	
Story5	17,5	0,001331	0,599%	0,001353	0,609%
Story4	14	0,00153	0,689%	0,001572	0,707%
Story3	10,5	0,001724	0,776%	0,001801	0,810%
Story2	7	0,001851	0,833%	0,001956	0,880%
Story1	3,5	0,001727	0,777%	0,001809	0,814%
Base	0	0,001711	0,770%	0,001724	0,776%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso obtenidas con el método dinámico en el sentido X son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales en V invertida excéntrica al igual que las estáticas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,88 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,83 % este valor se da en el piso 2 a 7 m. Al igual que en los anteriores casos las derivas calculadas deber ser menor a 2% de este modo en caso de ocurrir un terremoto se garantiza la seguridad de vida de sus ocupantes, en este sentido las derivas obtenidas con el método dinámico cumplen este criterio en ambos casos.

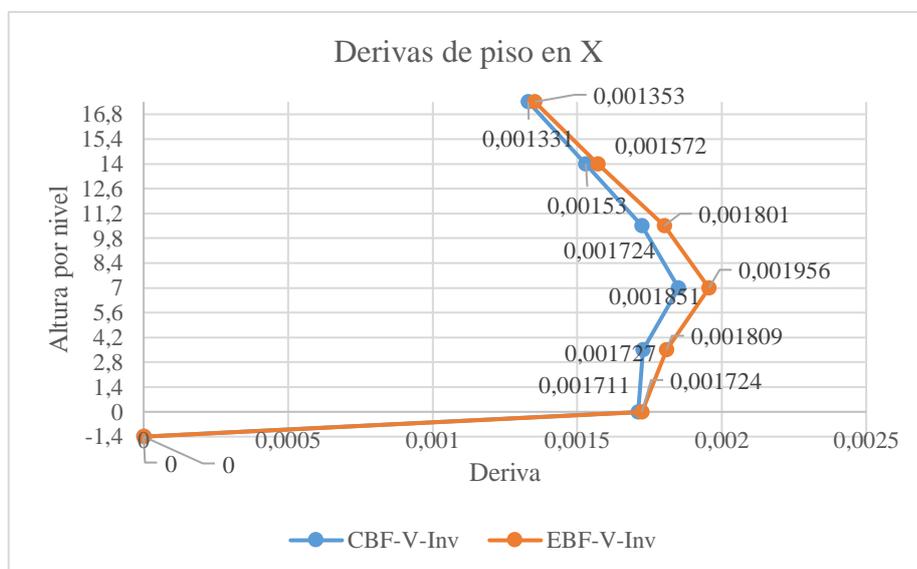


Figura 4-17: Derivas de piso dinámicas en X para el edificio de pórticos con diagonales en V invertida.

En la Figura 4-17 se presenta la gráfica de derivas en X obtenidas con el método dinámico para la estructura con diagonales en V invertida excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) al igual que en los casos anteriores se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha, en ambos casos las derivas máximas ocurren en el segundo piso y también existen derivas en la base porque que se consideró la interacción suelo estructura con zapatas aisladas a 1,4 m de profundidad, se observa que en el piso superior la deriva máxima tiene un valor similar en ambos casos.

Tabla 4-30: Derivas de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntricamente obtenidas con el método dinámico

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	Porcentaje (Derivas inelásticas)	EBF-V-Inv	Porcentaje (Derivas inelásticas)
		Y-Dir (Derivas elásticas)		Y-Dir (Derivas elásticas)	
Story5	17,5	0,000708	0,319%	0,000719	0,324%
Story4	14	0,000948	0,427%	0,000985	0,443%
Story3	10,5	0,001142	0,514%	0,001227	0,552%
Story2	7	0,001296	0,583%	0,001411	0,635%
Story1	3,5	0,001152	0,518%	0,001233	0,555%
Base	0	0,000854	0,384%	0,000867	0,390%
Story-1	-1,4	0	0,000%	0	0,000%

Las derivas de piso obtenidas con el método dinámico en el sentido Y son ligeramente superiores en el edificio de pórticos con diagonales en V invertida excéntricas al igual que las estáticas, la deriva máxima en esta configuración llega a tener un valor de 0,64 % mientras que en la estructura de diagonales concéntricas se llega a un valor de 0,58 % este valor se da en el piso 2 a una altura de 7 m, al igual que en el método estático. Los valores obtenidos deben ser menor a 2% de este modo en caso de ocurrir un terremoto se garantiza la seguridad de vida de sus ocupantes.

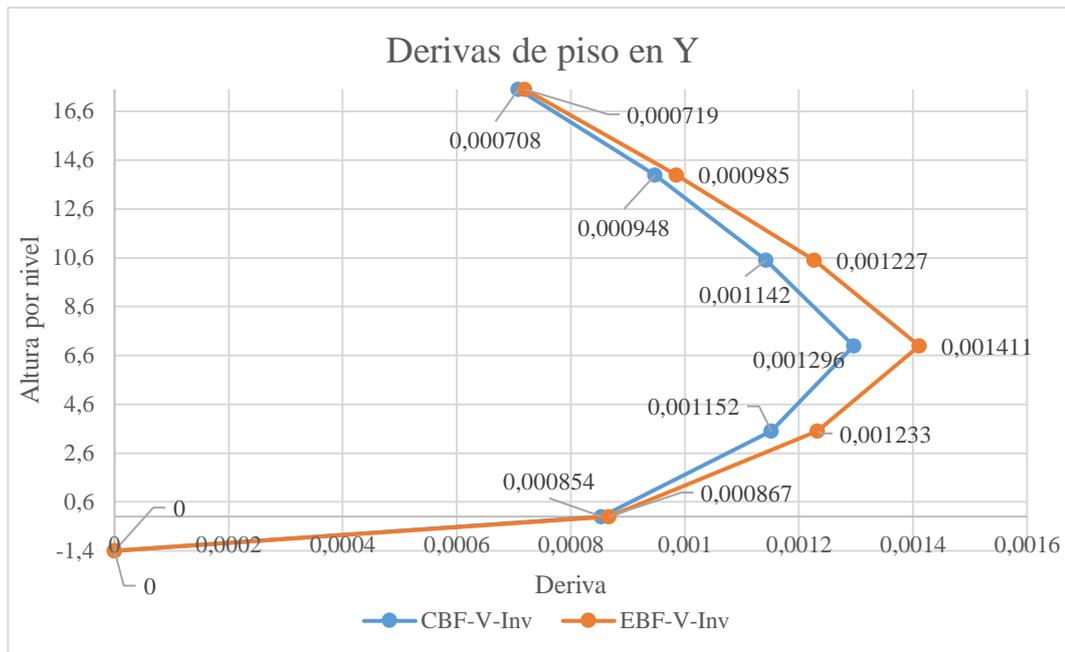


Figura 4-18: Derivas de piso dinámicas en Y para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-18 se presenta la gráfica de derivas en Y obtenidas con el método dinámico para la estructura con diagonales en V invertida excéntricas (EBF) y concéntricas (CBF) se observa que en el edificio arriostrado excéntricamente las derivas son mayores y la curva se desplaza más hacia la derecha, en ambos casos las derivas máximas ocurren en el segundo piso a 7 m de altura, en el análisis se consideró la interacción suelo estructura con zapatas aisladas a 1.4 m de profundidad por esto también ocurre una deriva en la base de aproximadamente el 0,39 %.

4.4.1.2.5. Desplazamientos método estático

Tabla 4-31: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntricamente obtenidas con el método estático

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	EBF-V-Inv
		X-Dir (m)	X-Dir (m)
Story5	17,5	0,028744	0,035493
Story4	14	0,024401	0,030331
Story3	10,5	0,019313	0,024075
Story2	7	0,013672	0,016957
Story1	3,5	0,00772	0,009384
Base	0	0,002208	0,002587
Story-1	-1,4	0,000015	0,000018

Los desplazamientos en X obtenidos con el método estático que se presentan en la Tabla 4-31 y son mayores en la configuración estructural de diagonales en V invertida excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,036 m en el piso superior en comparación con la configuración concéntrica en el que resultó de 0,029 m lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido X es más dúctil que el arriostrado concéntricamente, se genera un desplazamiento en la base de 0,001 m por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad.

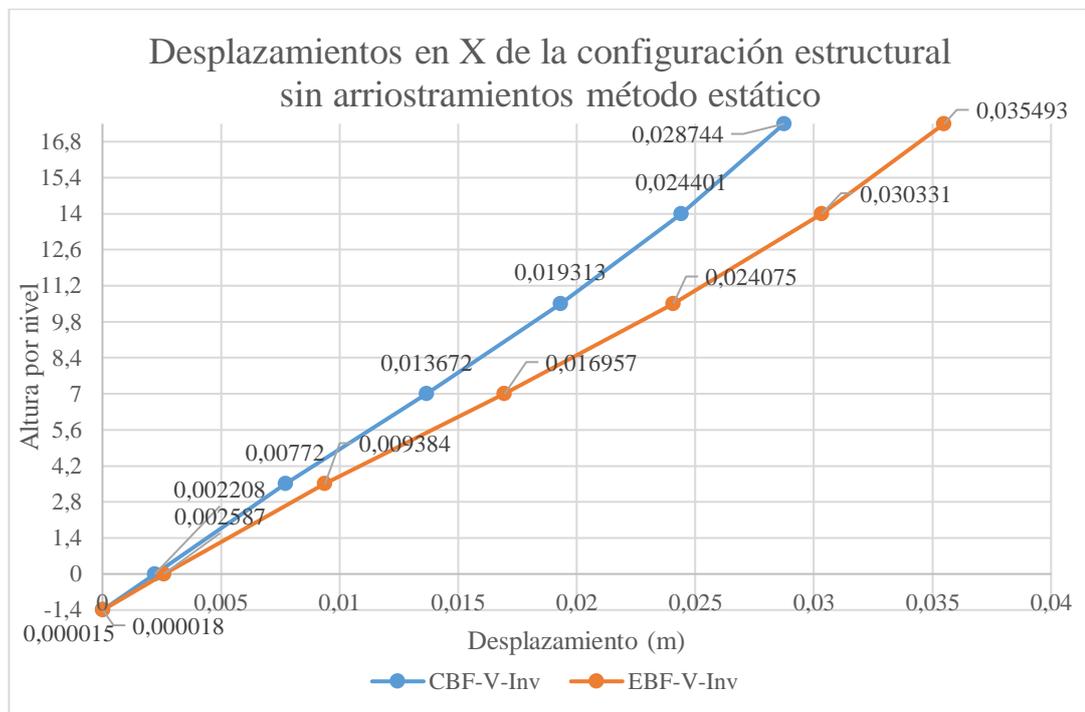


Figura 4-19: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-19 se observa el comportamiento de desplazamientos en X para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales en V invertida, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso y tiene un comportamiento decreciente uniforme, por la interacción suelo estructura tanto la base como la cimentación presentan un desplazamiento muy inferior a los de los pisos superiores y es lo que se espera para el tipo de suelo del sector donde se construirá el edificio.

Tabla 4-32: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método estático

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	EBF-V-Inv
		Y-Dir (m)	Y-Dir (m)
Story5	17,5	0,021032	0,022531
Story4	14	0,018532	0,019953
Story3	10,5	0,014934	0,016126
Story2	7	0,010524	0,011337
Story1	3,5	0,005636	0,005991
Base	0	0,001406	0,001429
Story-1	-1,4	0,000013	0,000013

Los desplazamientos en Y obtenidos con el método estático que se presentan en la Tabla 4-32 son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales en V invertida excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,025 m en el piso superior en comparación con la configuración excéntrica en el que resultó de 0,021 m lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido Y es más dúctil que el arriostrado concéntricamente al igual que en el sentido X, para ambos casos se genera un desplazamiento en la base de 1,3 mm por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad.

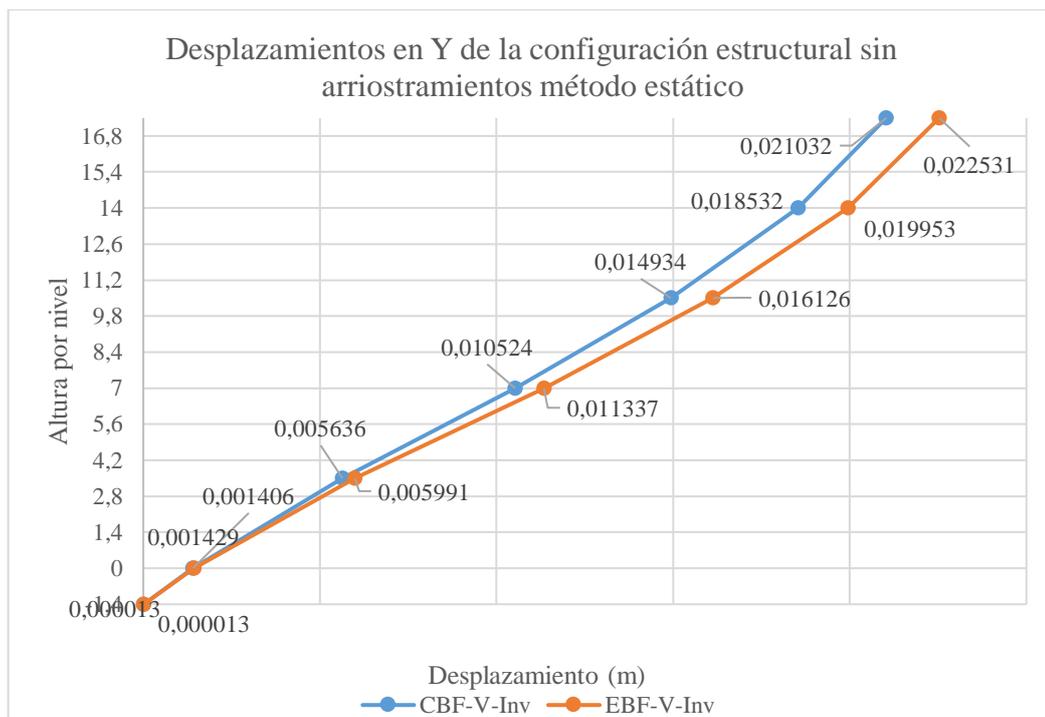


Figura 4-20: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método estático para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-30 se observa el comportamiento de desplazamientos en Y para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales en V invertida, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso y tiene un comportamiento decreciente uniforme al igual que en el sentido X, por la interacción suelo estructura tanto la base como la cimentación presentan un desplazamiento de 1,4 mm que es lo esperado por la tipología del suelo del sector.

4.4.1.2.6. Desplazamientos método dinámico

Tabla 4-33: Desplazamientos de piso en X de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntrica obtenidas con el método dinámico

Story	Elevación [m]	CBF-V-Inv	EBF-V-Inv
		X-Dir (m)	X-Dir (m)
Story5	17,5	0,029647	0,030961
Story4	14	0,025092	0,02631
Story3	10,5	0,020004	0,021025
Story2	7	0,014138	0,014851
Story1	3,5	0,008064	0,008399
Base	0	0,002404	0,002421
Story-1	-1,4	0,000015	0,000015

Los desplazamientos en X obtenidos con el método dinámico que se presentan en la Tabla 4-33 son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales en V invertida excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,031 m en el piso superior en comparación con la configuración concéntrica en el que resultó de 0,029 m lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido X es más dúctil que el arriostrado concéntricamente, estos valores se obtuvieron con el espectro sísmico, también se genera un desplazamiento en la base de aproximadamente 2,4 mm por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad.

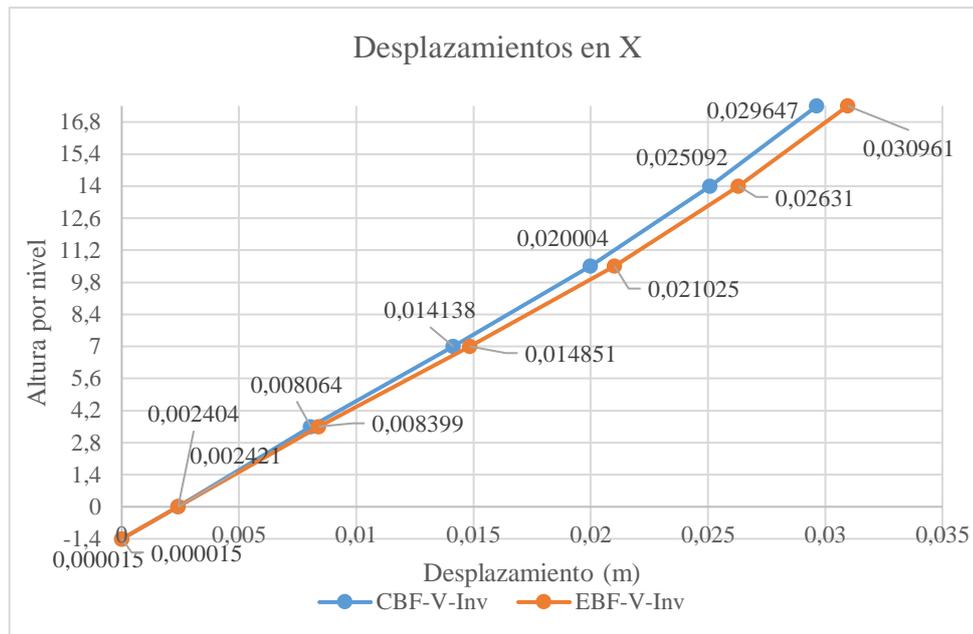


Figura 4-21: Desplazamientos de piso en X obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-21 se observa el comportamiento de desplazamientos en X para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales en V invertida obtenidos con el método dinámico, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso y tiene un comportamiento decreciente uniforme al igual que los obtenidos con el método estático, se espera un desplazamiento máximo de 3,09 cm en el edificio arriostrado excéntricamente y 2,9 cm en edificio de arriostramientos concéntricos para el sismo modelado con el espectro de respuesta calculado.

Tabla 4-34: Desplazamientos de piso en Y de la estructura arriostrada en V invertida concéntrica y excéntricamente obtenidas con el método dinámico

Story	Elevación	CBF-V-Inv	EBF-V-Inv
		Y-Dir (m)	Y-Dir (m)
Story5	17,5	0,018667	0,019937
Story4	14	0,016585	0,017803
Story3	10,5	0,01349	0,014531
Story2	7	0,009564	0,010283
Story1	3,5	0,005121	0,005437
Base	0	0,001201	0,00122
Story-1	-1,4	0,000011	0,00001

Los desplazamientos en Y obtenidos con el método dinámico que se presentan en la Tabla 4-34 son ligeramente mayores en la configuración estructural de diagonales en V invertida excéntricas, se genera un desplazamiento máximo de 0,019 m en el piso superior en comparación con la configuración concéntrica en el que resultó de 0,018 m lo que indica que el edificio con este tipo de pórticos en el sentido Y es más dúctil que el arriostrado concéntricamente, al igual que en el sentido X, estos valores se obtuvieron con el espectro sísmico considerado, en todos los casos se genera un desplazamiento en la base por la cimentación ubicada a 1,4 m de profundidad, lo que indica que la base se desplazaría aproximadamente 1,2 mm.

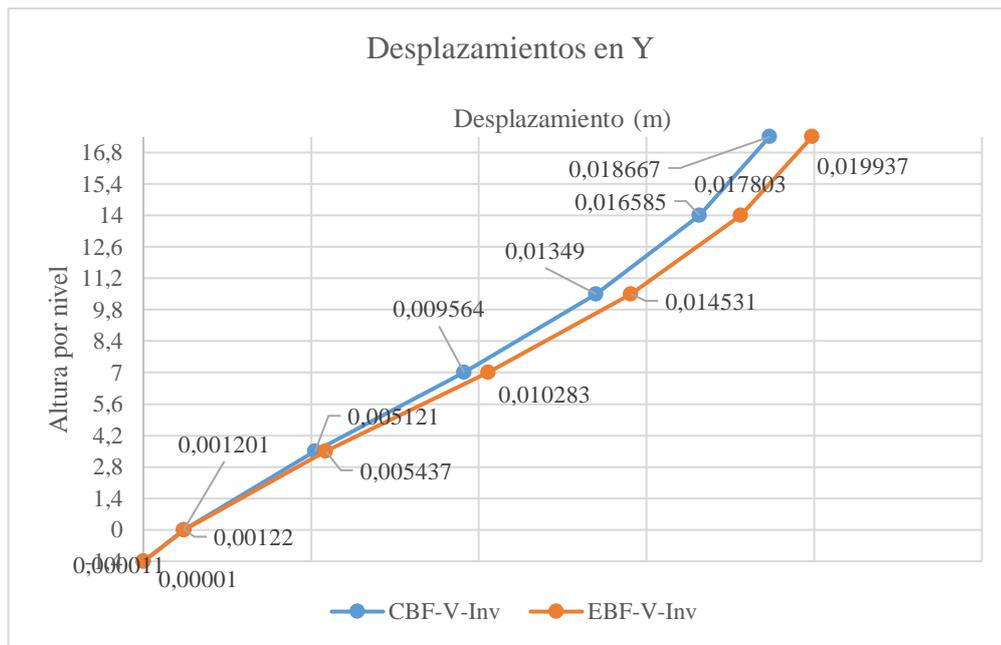


Figura 4-22: Desplazamientos de piso en Y obtenidos con el método dinámico para el edificio de pórticos con diagonales cruzadas.

En la Figura 4-22 se observa el comportamiento de desplazamientos en Y para ambas configuraciones de pórtico arriostrado con diagonales en V invertida obtenidos con el método dinámico, se observa que en ambos casos el desplazamiento máximo ocurre en el último piso al igual que en el sentido X y tiene un comportamiento decreciente uniforme al igual que los obtenidos con el método estático, en esta dirección se espera un desplazamiento máximo de 1,9 cm en el edificio arriostrado excéntricamente y 1,86 cm en edificio de arriostramientos concéntricos para el sismo modelado con el espectro de respuesta calculado.

Irregularidad de piso blando.

La norma ASCE 7-16 define que existe irregularidad de rigidez en un piso cuando la rigidez lateral es inferior al 70% de la del piso superior o inferior al 80% de la rigidez media de los tres pisos superiores, bajo este criterio se verificó este tipo de irregularidad para cada tipo de arriostramiento.

Tabla 4-35: Verificación de irregularidad de piso blando CBF-X.

CBF-X					
Story	Output Case	Stiff X	Stiff Y	70% de rigidez de piso superior	Aceptación
		tonf/m	tonf/m	tonf/m	
Story5	SISMO X	12219,52	0	8553,6661	
Story4	SISMO X	21795,54	0	15256,8801	Cumple
Story3	SISMO X	27733,94	0	19413,7552	Cumple
Story2	SISMO X	31414,75	0	21990,3243	Cumple
Story1	SISMO X	36231,16	0	25361,8106	Cumple
Base	SISMO X	118061,4	0	82642,987	
Story5	SISMO Y	0	20430,427	14301,2989	
Story4	SISMO Y	0	29355,205	20548,6435	Cumple
Story3	SISMO Y	0	33399,358	23379,5506	Cumple
Story2	SISMO Y	0	35762,955	25034,0685	Cumple
Story1	SISMO Y	0	46754,29	32728,003	Cumple
Base	SISMO Y	0	296364,1	207454,87	

Tabla 4-36: Verificación de irregularidad de piso blando EBF-X.

EBF-X					
Story	Output Case	Stiff X	Stiff Y	70% de rigidez de piso superior	Aceptación
		tonf/m	tonf/m	tonf/m	
Story5	SISMO X	11277,35	0	7894,145	
Story4	SISMO X	20031,08	0	14021,7567	Cumple
Story3	SISMO X	25395,59	0	17776,9095	Cumple
Story2	SISMO X	28789,65	0	20152,7557	Cumple
Story1	SISMO X	32045,88	0	22432,1146	Cumple
Base	SISMO X	87308,07	0	61115,649	
Story5	SISMO Y	0	20430,43	17278,785	
Story4	SISMO Y	0	29355,21	25621,603	Cumple
Story3	SISMO Y	0	33399,36	29419,785	Cumple
Story2	SISMO Y	0	35762,96	31616,327	Cumple
Story1	SISMO Y	0	46754,29	36986,603	Cumple
Base	SISMO Y	0	296364,1	141880,308	

Tabla 4-37: Verificación de irregularidad de piso blando CBF-V.

CBF-V					
Story	Output Case	Stiff X	Stiff Y	70% de rigidez de piso superior	Aceptación
		tonf/m	tonf/m	tonf/m	
Story5	SISMO X	10880,17	0	7616,1197	
Story4	SISMO X	18524,64	0	12967,2501	Cumple
Story3	SISMO X	22761,39	0	15932,9716	Cumple
Story2	SISMO X	25335,44	0	17734,808	Cumple
Story1	SISMO X	28196,72	0	19737,7012	Cumple
Base	SISMO X	82175,28	0	57522,6981	
Story5	SISMO Y	0	17267,293	12087,1051	
Story4	SISMO Y	0	23763,236	16634,2652	Cumple
Story3	SISMO Y	0	26316,119	18421,2833	Cumple
Story2	SISMO Y	0	27814,99	19470,493	Cumple
Story1	SISMO Y	0	33293,165	23305,2155	Cumple
Base	SISMO Y	0	133527,07	93468,9455	

Tabla 4-38: Verificación de irregularidad de piso blando EBF-V.

EBF-V					
Story	Output Case	Stiff X	Stiff Y	70% de rigidez de piso superior	Aceptación
		tonf/m	tonf/m	tonf/m	
Story5	SISMO X	9525,695	0	6667,9865	
Story4	SISMO X	15936,29	0	11155,4016	Cumple
Story3	SISMO X	19322,45	0	13525,7164	Cumple
Story2	SISMO X	21447,3	0	15013,1072	Cumple
Story1	SISMO X	24357,07	0	17049,9462	Cumple
Base	SISMO X	73246,07	0	51272,2469	
Story5	SISMO Y	0	17232,715	12062,9005	
Story4	SISMO Y	0	23566,965	16496,8755	Cumple
Story3	SISMO Y	0	25986,541	18190,5787	Cumple
Story2	SISMO Y	0	27448,343	19213,8401	Cumple
Story1	SISMO Y	0	32599,323	22819,5261	Cumple
Base	SISMO Y	0	132986,29	93090,4023	

Se observa que en todas las configuraciones estructurales se cumple el criterio de aceptación de piso blando como se muestra en las tablas 4-35 a 4-38, las rigideces de piso tanto en X como en Y no supera el límite del 70% de los pisos superiores.

4.4.2. Análisis no lineal estático *Pushover*

4.4.2.1. Demanda sísmica

El espectro de demanda se define con la metodología de cálculo de la NEC 2015 con un factor de reducción de fuerzas sísmicas de 1 de este modo no se reduce la aceleración espectral del sismo de diseño esto permitirá obtener el punto de desempeño de cada configuración estructural y obtener su curva de capacidad en base a la norma ASCE 41-13, los datos del espectro de demanda se presentan en la Tabla 4-39.

Tabla 4-39: Datos de la demanda sísmica para el análisis estático no lineal

Modificación del espectro NEC 15 - Cortante Basal de diseño				
Referencia			Referencia	
W	649,72	[tonf]	Edificación	
Ct	0,073		NEC.SE.DS 6.3.3	
hn	17,5	[m]	NEC.SE.DS 6.3.3	
α	0,75		NEC.SE.DS 6.3.3	
Ta	0,62	[s]	NEC.SE.DS 6.3.3	$Ta := Ct \cdot hn^\alpha$
Tc	0,67	[s]	NEC.SE.DS 3.3.1	$Tc := 0.55 \cdot Fs \cdot \frac{Fd}{Fa}$
Sa	1,085	[g]	NEC.SE.DS 3.3.1	
Coeficiente de cortante			Cuando $Ta < Tc$:	
Cc	1,4105		NEC.SE.DS 6.3.2	$Sa := \eta \cdot Z \cdot Fa$
Cortante basal de diseño			$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E} W$	
V	916,43	[tonf]	NEC.SE.DS 6.3.2	
			Coeficientes de sitio	
Tipo	D		Estudio de suelo	
I	1,3		NEC.SE.DS 4.1	
fip	1		NEC.SE.DS 5.2.2	
fi e	1		NEC.SE.DS 5.2.2	
R	1		No aplica reducción	
η	2,48		NEC.SE.DS 3.3.1	
Z	0,35		NEC.SE.DS 3.1	
Fa	1,25		NEC.SE.DS 3.2.2.a	
Fd	1,28		NEC.SE.DS 3.2.2.b	
Fs	1,19		NEC.SE.DS 3.2.2.c	
r	1		NEC.SE.DS 3.3.1	
Factor k	1,075		NEC.SE.DS 6.3.5	

4.4.2.2. Resultados del análisis estático no lineal

Luego de realizar el análisis estático no lineal *Pushover* se obtuvo la deformación de fluencia, demanda y capacidad de todas las configuraciones estructurales planteadas, según los resultados obtenidos se observa que los edificios arriostrados concéntricamente en V invertida tienen un comportamiento más dúctil que los arriostrados con diagonales cruzadas puesto que los tres tipos de deformaciones son superiores en ambos sentidos.

La deformación última se seleccionó con base en la curva de capacidad de la estructura que se obtiene trazando los intervalos desplazamiento y cortante basal, el programa de cálculo estructural muestra el valor último de desplazamiento al cual el edificio colapsa por lo que se adopta este valor como la deformación última de la estructura.

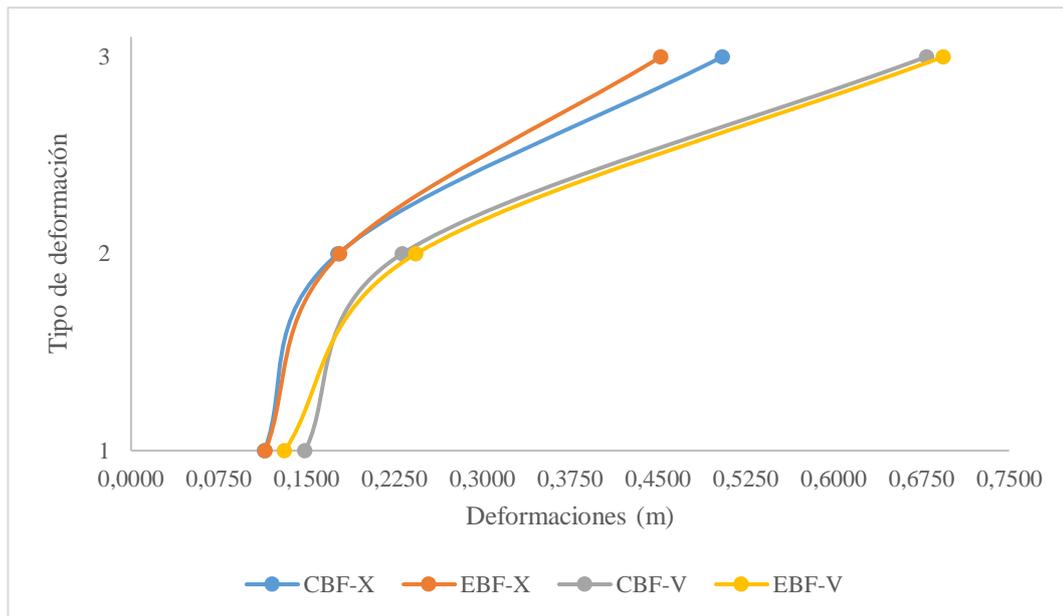


Figura 4-23: Comportamiento de las deformaciones para cada tipo de arriostramiento.

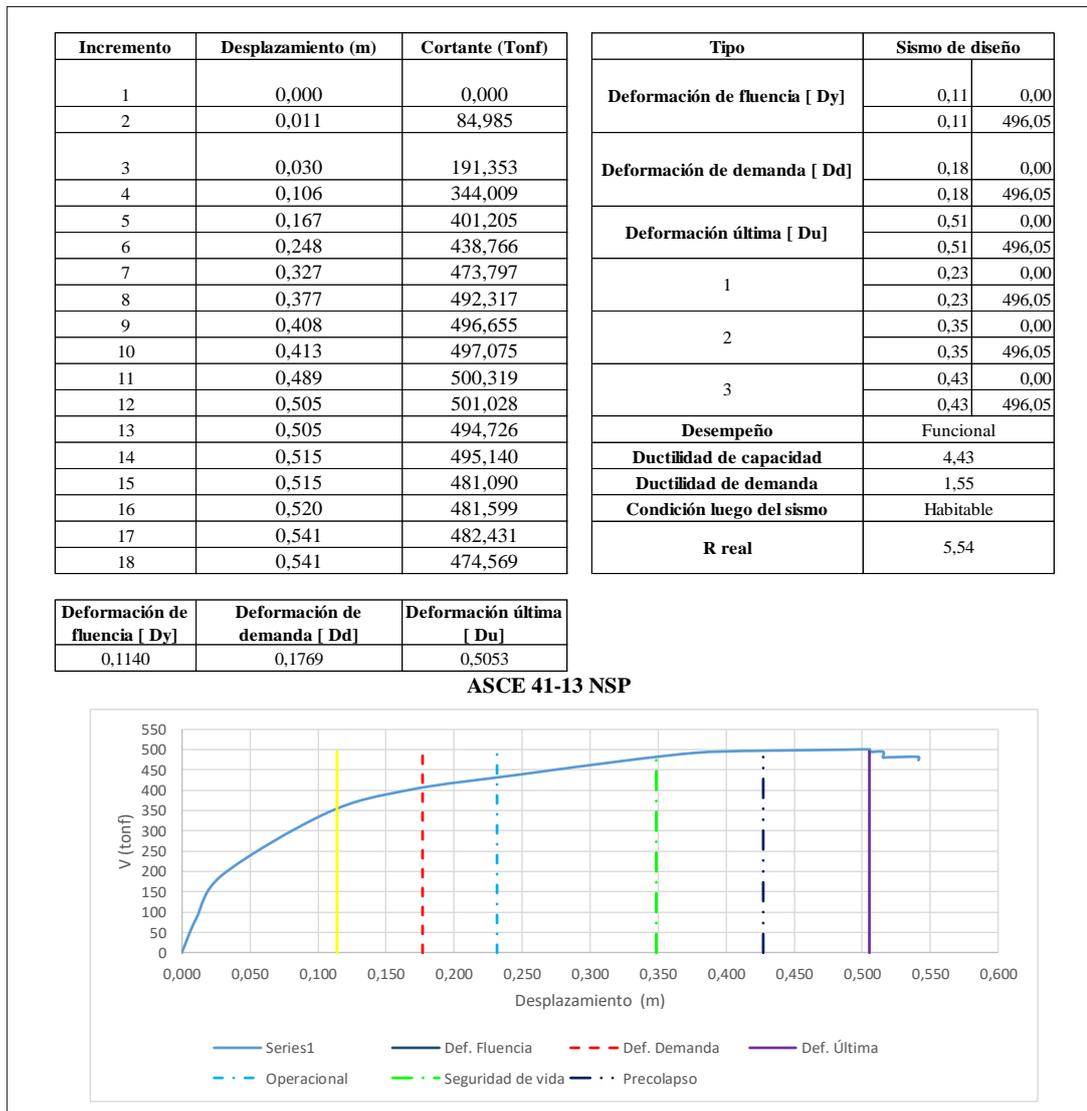
En la Figura 4-23 se observa el comportamiento de las tres principales deformaciones de los edificios (1) deformación de fluencia, (2) deformación de demanda y (3) deformación última comparadas entre el tipo de sistemas de arriostramiento. Las configuraciones de arriostramiento en V fueron más dúctiles, mientras que los sistemas en X aportaron mayor rigidez al edificio, limitando los desplazamientos.

Los pórticos arriostrados excéntricamente en V admiten una deformación última de 69,4 cm en la parte superior del edificio previo al colapso mientras que la configuración concéntrica admite un menor desplazamiento previo al colapso que corresponde a 67,7 cm.

Respecto a los pórticos arriostrados en X la configuración concéntrica admite un mayor desplazamiento que corresponde a aproximadamente 52,5 cm, mientras que la excéntrica fue la menos dúctil de todas ya que alcanzó un desplazamiento máximo de 45 cm antes del colapso.

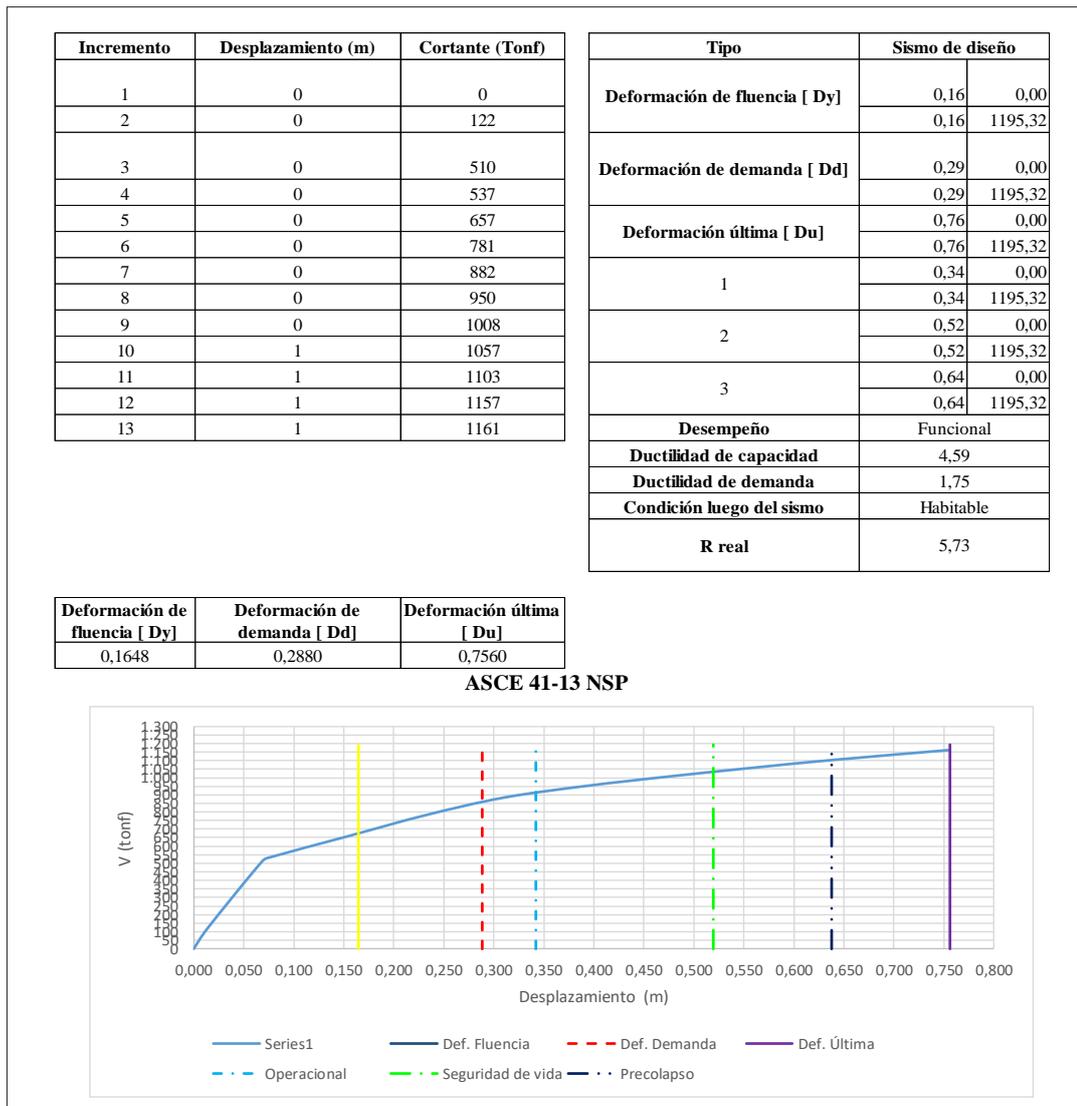
4.4.2.3. Curvas de capacidad y puntos de desempeño

Tabla 4-40: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio CBF-X eje X



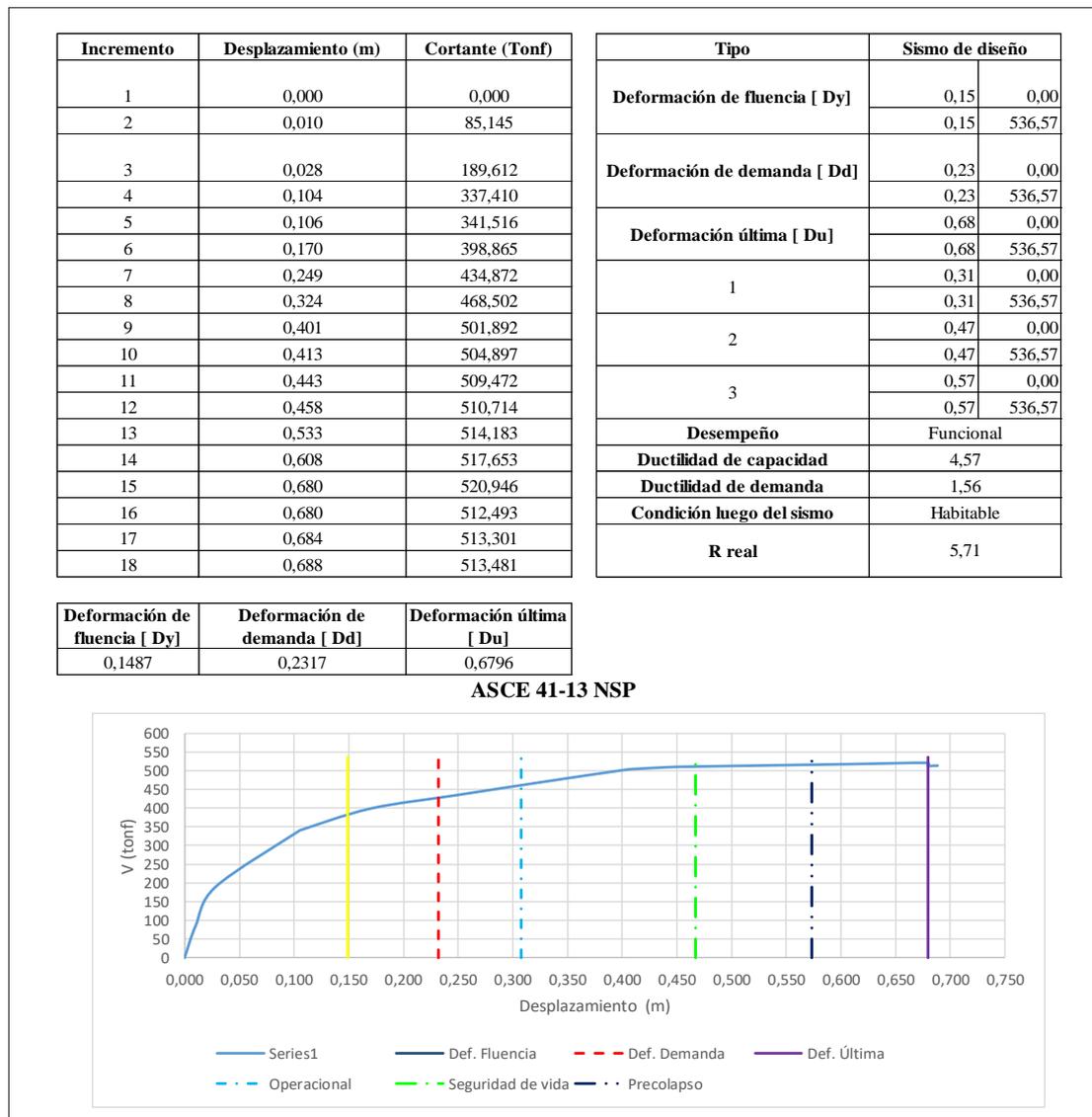
En la Tabla 4-40 se puede observar la curva de capacidad del edificio arriostrado concéntricamente en X (CBF-X) el punto de desempeño se encuentra entre el límite de fluencia y el criterio para clasificarlo como funcional para el sismo de diseño, la ductilidad de capacidad tiene un valor de 4,43 y la de demanda de 1,55 con esto se puede corregir el valor del factor de reducción sísmica a un valor de 5,54 que muestra el grado real de disipación de energía del edificio.

Tabla 4-41: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio CBF-X eje Y



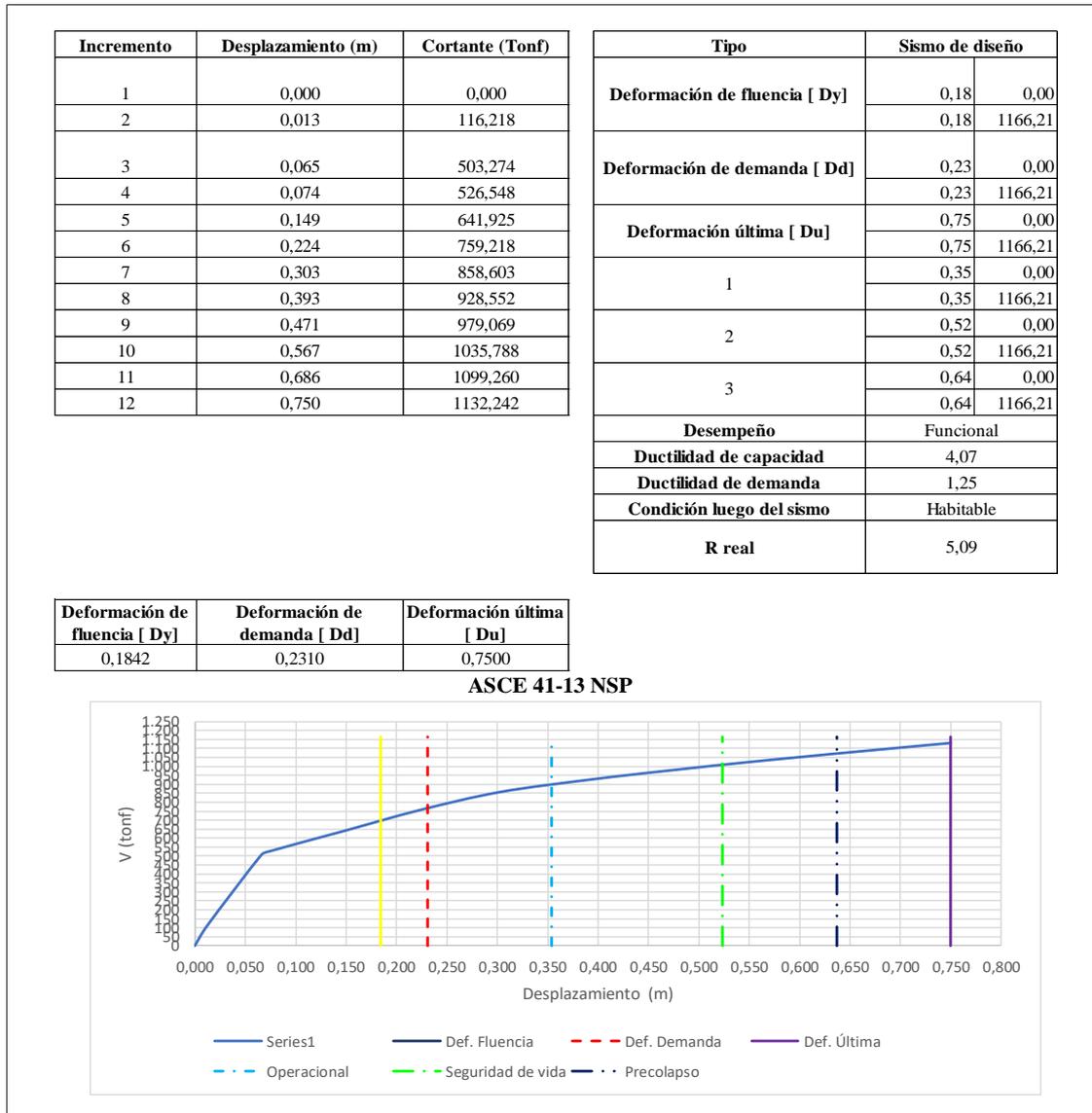
En el sentido y se obtuvieron valores bajos de ductilidad de capacidad y de demanda como se muestra en la Tabla 4-41, por ende, el edificio arriostrado concéntricamente en X se clasifica como funcional, por lo que se prevé que garantice la habitabilidad luego del sismo, la ductilidad de capacidad calculada fue de 4,59 y la de demanda de 1,75 con esto se obtiene un factor R real de 5,73 que indica el grado de disipación de energía del edificio.

Tabla 4-42: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio CBF-V eje X



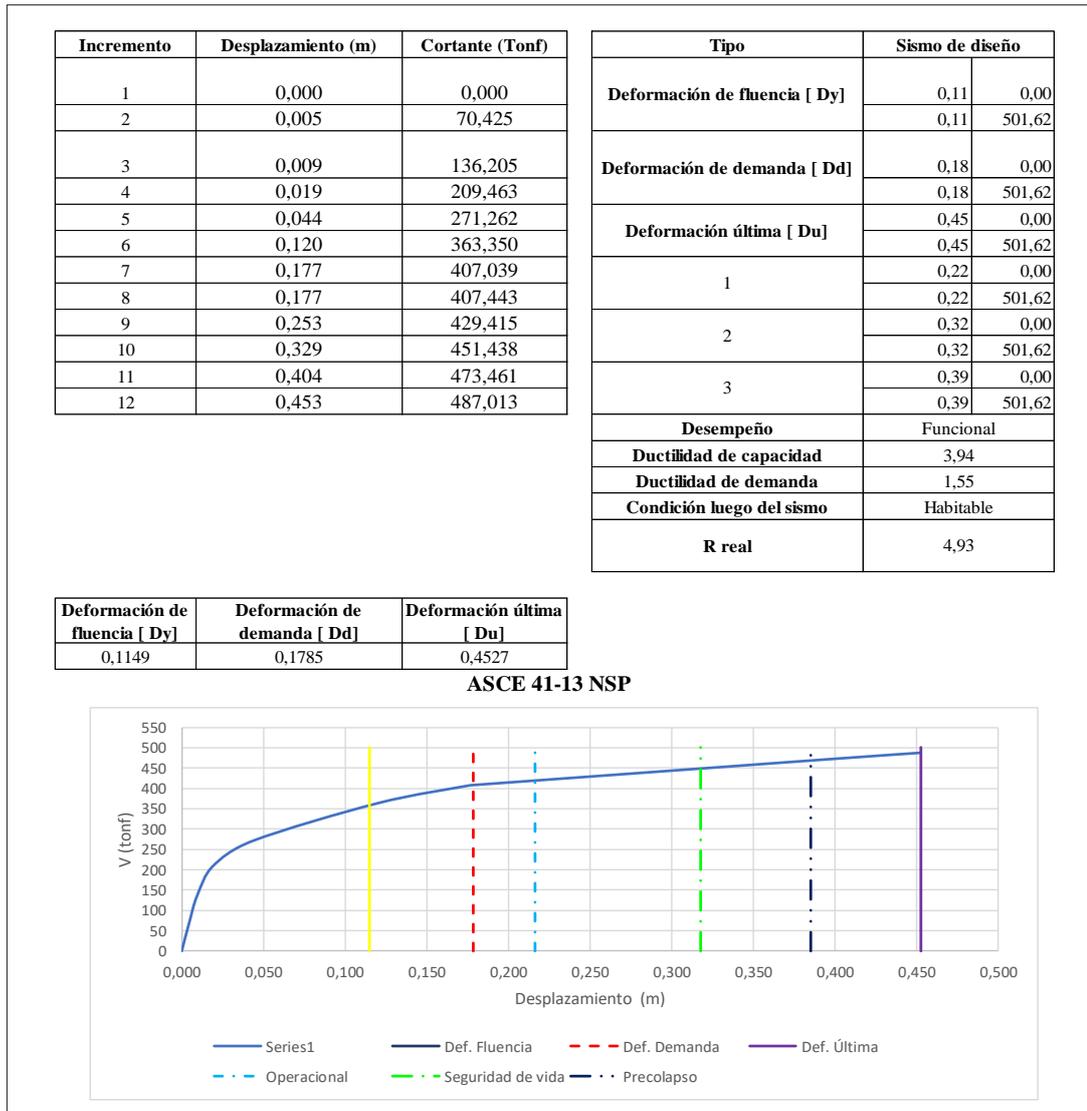
El edificio arriostrado concéntricamente en V invertida presenta una ductilidad de capacidad de 4,57 y una ductilidad de demanda de 1,56, esto clasifica a la estructura como funcional para el sismo de diseño, el punto de desempeño se sitúa después de la deformación de fluencia debido a que el espectro se dimensionó para una estructura de ocupación especial, por ende, tiene requerimientos más elevados, dicho punto se sitúa a un desplazamiento de 0,2337, con esto se obtuvo un R real de 5,71.

Tabla 4-43: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio CBF-V eje Y



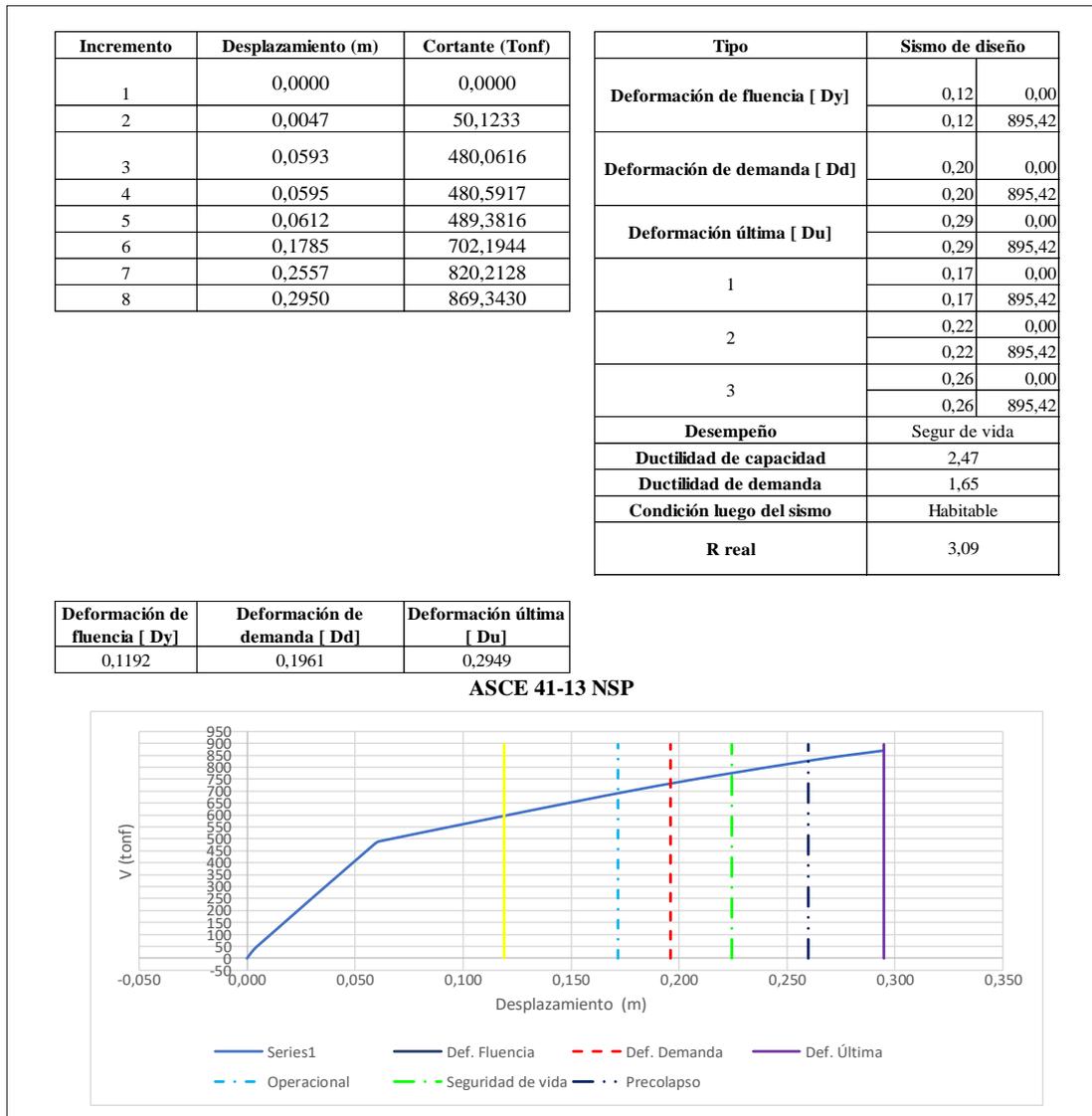
Para esta configuración estructural la deformación de demanda tuvo un valor de 23,10 cm y se obtuvo en la intersección con la curva de capacidad de la estructura, con este valor se calculó una ductilidad de capacidad de 4,07 y de demanda de 1,25 lo cual clasifica a la estructura como funcional y habitable para el sismo de diseño. El factor R real calculado fue de 5,09.

Tabla 4-44: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio EBF-X eje X



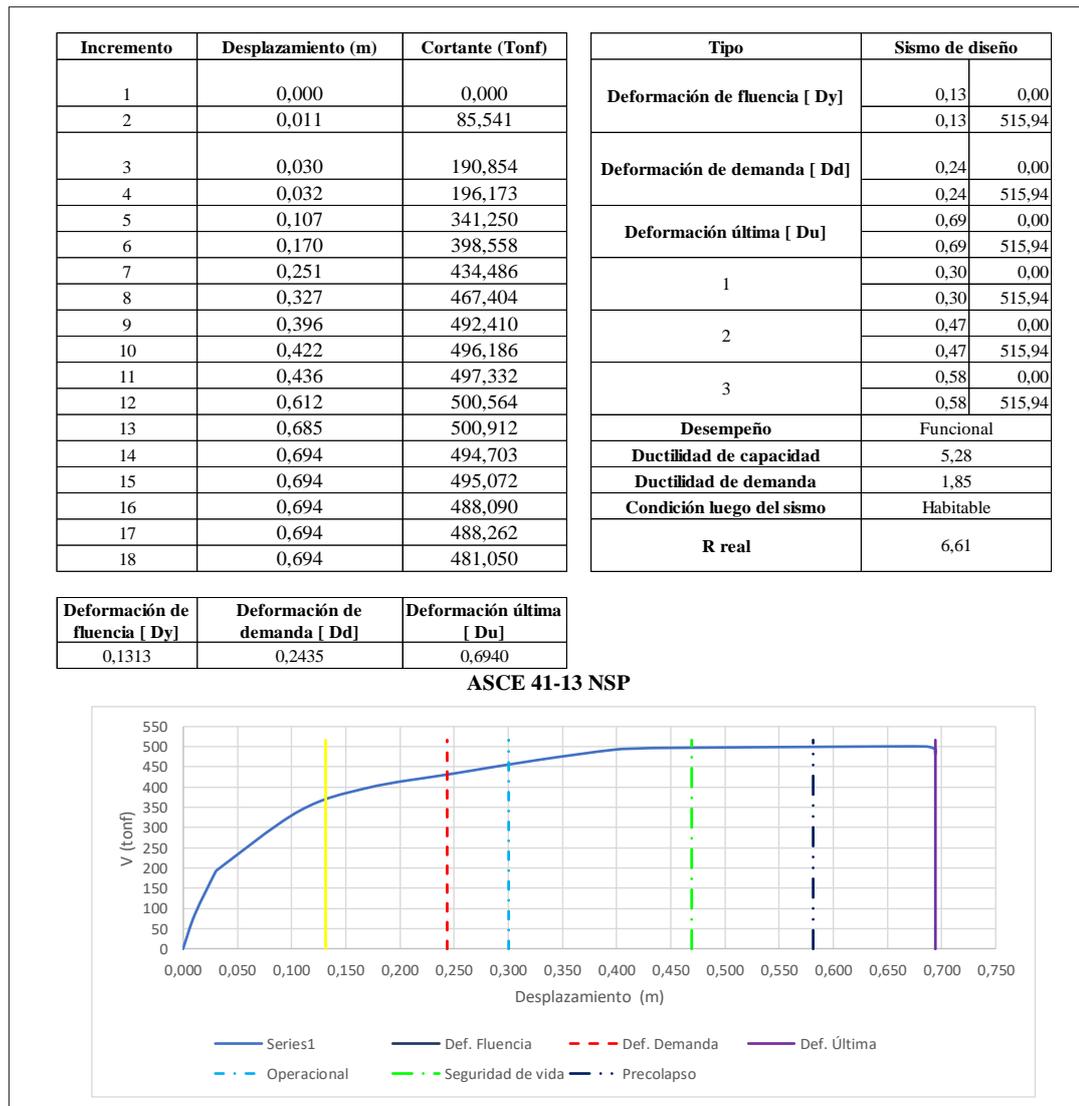
A diferencia de los pórticos arriostrados concéntricamente los excéntricos presentan un comportamiento más rígido teniendo ductilidades de capacidad y demanda más altas al igual que en los casos anteriores el criterio de clasificación de la estructura es funcional habitable, el edificio EBF-X puede llegar a deformarse 45,27 cm antes del colapso y su punto de desempeño estaría a una deformación de 17,85 cm, el factor R real fue de 4,93.

Tabla 4-45: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio EBF-X eje Y



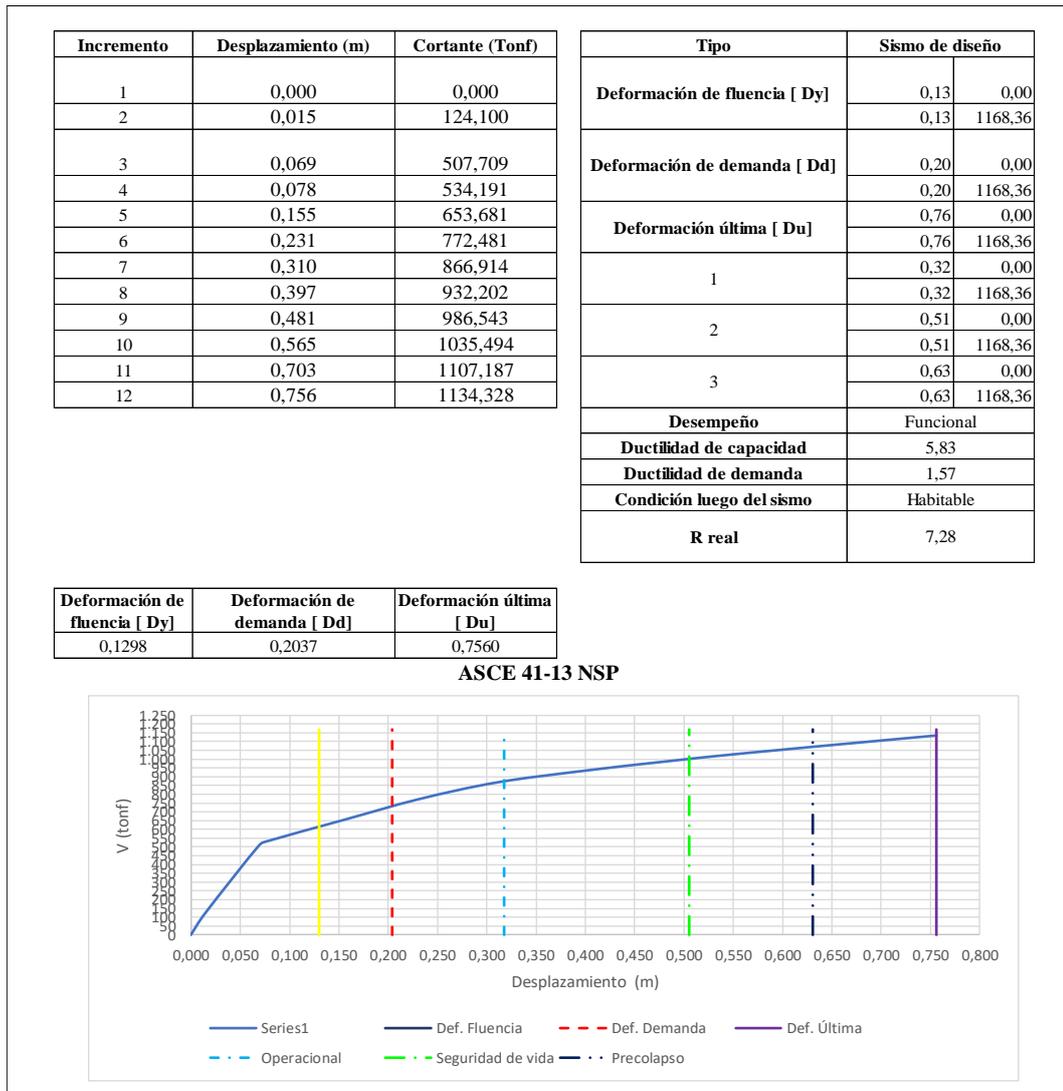
Para el edificio con arriostramientos excéntricos con diagonales cruzadas EBF-X se obtuvo una deformación última de 29,5 m y su punto de desempeño se encuentra a 19,61 cm de desplazamiento cuando la deformación de demanda se cruza con la curva de capacidad de la estructura, la estructura se clasifica como funcional y habitable para el sismo de diseño, lo cual es adecuado ya que en el espectro se toma en cuenta que es una construcción de ocupación especial. El factor R Real corresponde a 3,09 lo que indica un grado bajo de disipación de energía.

Tabla 4-46: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio EBF-V eje X



La configuración de arriostramiento en V invertida en el sentido X cumple el criterio de aceptación para clasificar a la estructura como funcional y habitable con el sismo de diseño establecido, la ductilidad de capacidad obtenida tiene un valor de 5,28 y la de demanda de 1,85 la deformación máxima permisible antes del colapso es de 69,4 cm y su punto de desempeño se encuentra a un desplazamiento de 24,35 cm, el factor R corregido corresponde a 6,61 lo que indica que la estructura tiene un alto grado de disipación de energía.

Tabla 4-47: Resultados de análisis no lineal *Pushover* para el edificio EBF-V eje Y



En el eje Y el edificio arriostrado excéntricamente en V invertida EBF-V tiene un mayor desempeño, la deformación de demanda llega a un valor de 20,37 cm en su intersección con el eje Y al igual que en el sentido X el edificio cumple el criterio para clasificarse como funcional para el sismo de diseño, la ductilidad de capacidad y demanda tienen un valor de 5,83 y 1,57 respectivamente, y un factor R real de 7,28 en el eje Y.

Comparando todas las estructuras analizadas la que disipa una mayor cantidad de energía es la de pórticos arriostrados excéntricamente en V, esta configuración brinda una mayor ductilidad de capacidad de la edificación superior y adicionalmente, es superior a la ductilidad de demanda.

4.4.3. Estado límite de servicio

Con el análisis estático no lineal se encontraron las deformaciones límite a las que la estructura puede llegar sin colapsar, la deformación última máxima se obtuvo en los edificios arriostrados de V invertida lo que indica que este sistema de arriostramientos admite mayores deformaciones al ser más dúctiles.

4.4.4. Corrección del factor de reducción sísmica R

Se espera que durante el sismo la estructura se vea sometida a una demanda de desplazamientos, por lo cual el edificio debe ser diseñado para que admita una deformación considerable sin colapsar, es decir, que el rango de desplazamientos admita la ductilidad de demanda. El factor R se relaciona con la ductilidad de capacidad y es un indicador de la capacidad de disipación de la estructura, la normativa sugiere que el factor R real corregido debe calcularse con un excedente del 25% de la ductilidad de capacidad.

4.4.4.1. Ductilidad de demanda

Relaciona la deformación de la estructura durante el sismo y la deformación de fluencia al inicio del comportamiento plástico de los materiales de construcción.

Para garantizar la resistencia sísmica, la estructura se diseña tomando en cuenta que la ductilidad de capacidad debe ser superior a la de demanda, en este aspecto todas las edificaciones cumplen este criterio, sin embargo, la versión con arriostramientos en V excéntrica (EBF -V) tiene un punto de desempeño superior por lo cual admite mayores deformaciones sin salir de los estados límite establecidos por la norma, el valor encontrado fue de 5,83.

4.4.5. Resumen de resultados

En la Tabla 4-48 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en el análisis, en el primer bloque de resultados se presentan los valores del análisis estático lineal, modal espectral y del *Pushover*.

Tabla 4-48: Resumen de resultados obtenidos con los métodos de análisis aplicados.

Parámetro	CBF-X	EBF-X	CBF-V	EBF-V
Periodo [seg]	0,5309	0,5596	0,6533	0,6549
Análisis Estático Lineal				
Cortante estático X [Tonf]	177,7	177,39	176,88	175,37
Cortante estático Y [Tonf]	177,7	177,39	176,88	175,37
Derivas X Est. Lineal [%]	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Derivas Y Est. Lineal [%]	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Desp X Est. Lineal [m]	0,026	0,027	0,029	0,035
Desp Y Est. Lineal [m]	0,019	0,020	0,021	0,023
Análisis Modal Espectral				
Cortante dinámico X [Tonf]	181,63	174,23	148,71	149,026
Cortante dinámico Y [Tonf]	177,12	173,53	177,12	148,96
Derivas X Mod. Spct. [%]	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Derivas Y Mod. Spct [%]	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Desp X Mod. Spct. [m]	0,028	0,028	0,030	0,031
Desp Y Mod. Spct. [m]	0,017	0,017	0,019	0,020
Análisis Pushover				
Ductilidad de capacidad X	4,43	3,94	4,57	5,28
Ductilidad de capacidad Y	4,59	2,47	4,07	5,83
Ductilidad de demanda X	1,55	1,55	1,56	1,85
Ductilidad de demanda Y	1,75	1,65	1,25	1,57
Desempeño X	Funcional	Funcional	Funcional	Funcional
Desempeño Y	Funcional	Seguridad de vida	Funcional	Funcional
Condición luego del sismo X	Habitable	Habitable	Habitable	Habitable
Condición luego del sismo Y	Habitable	Habitable	Habitable	Habitable
Factor R real X	5,54	4,93	5,71	6,61
Factor R real Y	5,73	3,09	5,09	7,28

Los parámetros característicos de las fuerzas internas de la edificación cumplieron con los límites establecidos de la NEC, sin embargo, para poder seleccionar la edificación que presenta un mejor desempeño frente a cargas sísmicas se debe considerar la disipación de energía y la ductilidad. La disipación de energía está relacionada con el factor R real que fue calculado en los análisis *Pushover* y la ductilidad global de la edificación se presenta como ductilidad de capacidad y ductilidad de demanda. Se encontró que el sistema EBF-V presenta un mejor desempeño puesto que se alcanza un factor de reducción de cargas sísmicas de hasta 7,28, adicionalmente, la mayor ductilidad se presenta en estas configuraciones.

4.4.5.1. Verificación de diseño de miembros estructurales

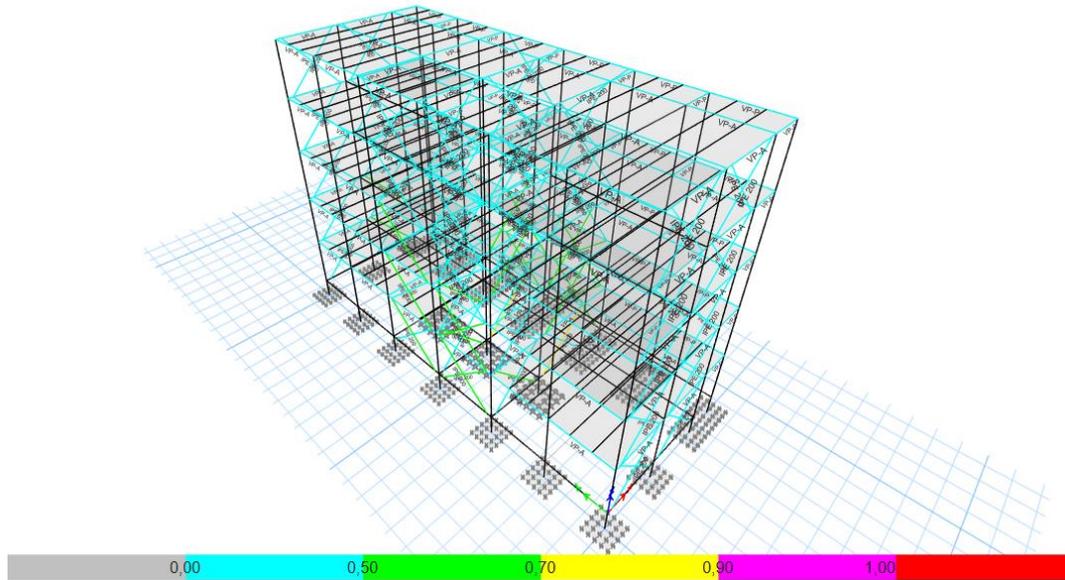


Figura 4-24: Verificación de diseño de miembros estructurales de vigas y arriostramientos.

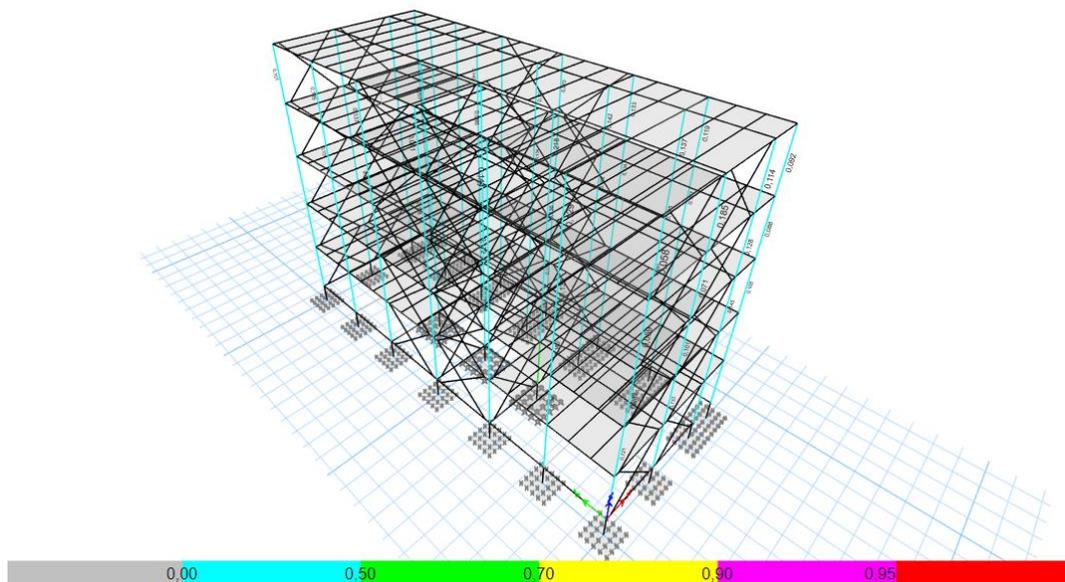


Figura 4-25: Verificación de diseño de columnas rellenas de hormigón.

En las Figuras 4-24 y 4-25 se observa la verificación del diseño de vigas, arriostramientos y columnas del edificio diseñado, se tomó en cuenta el rango de trabajo de los pórticos arriostrados como SCBF (*Special Concentrically Braced Frames*, por sus siglas en inglés) para el caso de los pórticos concéntricos, mientras que para los pórticos excéntricos se consideró como EBF (*Eccentrically Braced*

Frames, por sus siglas en inglés). Para el resto de los pórticos en los que no se colocaron los sistemas de arriostramiento, se tomó en consideración como como IMF (*Intermediate Moment Frames*, por sus siglas en inglés), en este sentido se observa que los miembros estructurales analizados no superan la relación demanda capacidad tomando en cuenta todas las preferencias de diseño establecidas por el código AISC 360-16 y AISC 341-16.

4.5.Verificación de la hipótesis

¿El diseño sismorresistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos excéntricos presenta un mejor desempeño sísmico que el diseño con arriostramiento concéntricos?

4.5.1. Variable dependiente

Comportamiento sísmico estructural

4.5.2. Variable Independiente

Tipo de arriostramiento.

4.5.3. Hipótesis nula H_0

El diseño sismorresistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos excéntricos no tiene un mejor desempeño sísmico que el diseño con arriostramiento concéntricos

4.5.4. Hipótesis alterna H_a

El diseño sismorresistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos excéntricos tiene un mejor desempeño sísmico que el diseño con arriostramiento concéntricos

4.5.5. Modelo matemático

$$H_0: Def\ demanda\ EBF \leq Def\ demanda\ CBF; H_a: Def\ demanda\ EBF \geq Def\ demanda\ CBF$$

Nivel de significancia

El intervalo de confianza seleccionado es del 95%; por lo tanto, el nivel de significancia es del 5% que corresponde a un valor de probabilidad P de 0,05

Los grados de libertad se calculan con la Ecuación 4-1.

$$v = n1 + n2 - 2$$

Ec. 4- 1

$$v = 4 + 4 - 2$$

$$v = 6$$

Los grados de libertad se calculan en función de la cantidad de modelos por analizar y los resultados obtenidos para cada uno.

Tabla 4-49: Valores estadísticos de los resultados de deformación de demanda para CBF y EBF

Nº	Deformación de demanda CBF	Deformación de demanda EBF	(x-μx)^2	(y-μy)^2
1	0,1769	0,1785	0,003025	0,000726303
2	0,2880	0,1961	0,00314721	8,74225E-05
3	0,2317	0,2435	4E-08	0,001447803
4	0,2310	0,2037	8,1E-07	3,0625E-06
Media	0,2319	0,2055	0,001543265	0,000566148

Previo al cálculo del valor t de student se comprobó que los datos tienen una distribución normal mediante la prueba de Kolmogorov-Smirnov, la hipótesis nula para el análisis tomó en consideración que los datos siguen una distribución normal. El valor p calculado para las muestras de datos CBF y EBF fue de 0,150 siendo mayor al valor de significancia 0,05 por lo que para las dos muestras se llegó a la conclusión de que los datos son normales.

Para el cálculo de la varianza se empleó la Ecuación 4-2

$$S^2 = \frac{\Sigma(x - \mu x)^2 + \Sigma(y - \mu y)^2}{v}$$

Ec. 4- 2

Donde:

x es un valor del conjunto de datos que corresponden a la deformación de demanda CBF

y es un valor del conjunto de datos que corresponde a la deformación de demanda EBF

v son los grados de libertad

S^2 es la varianza

$$S^2 = \frac{0,001543265 + 0,000566148}{6}$$

$$S^2 = 3,52 \times 10^{-4}$$

Para la distribución t student, se aplicó la Ecuación 4-3.

$$t = \frac{\mu_x - \mu_y}{\sqrt{\frac{s^2}{n_1} + \frac{s^2}{n_2}}}$$

Ec. 4- 3

$$t = \frac{0,2319 - 0,2055}{\sqrt{\frac{3,52 \times 10^{-4}}{6} + \frac{3,52 \times 10^{-4}}{6}}}$$

$$t \text{ calculado} = 2,4372 > t \text{ tabulado} = 1,9432$$

El valor de t obtenido en el Anexo 5 de la tabla de distribución tabulada de t de Student para 6 grados de libertad con un nivel de significancia del 5% corresponde 1,94 mientras que el calculado es de 2,43 como es mayor que el tabulado se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna, por lo que concluimos que los arriostamientos excéntricos brindan más ductilidad a la estructura con relación a los concéntricos.

4.6. Diseño de elementos de conexión

Posteriormente a determinar que la configuración más eficiente de los sistemas de arriostamiento en la edificación, el sistema planteado fue la de V invertida excéntrica (EBF-V) puesto que presentó un mejor comportamiento sísmico, se diseñaron los elementos de conexión como, por ejemplo, cimentaciones, el diseño de la placa base y conexiones, luego de realizar el diseño de la edificación, es pertinente cuidar los detalles en estos componentes puesto que de este modo se asegura un buen funcionamiento del sistema estructural en conjunto.

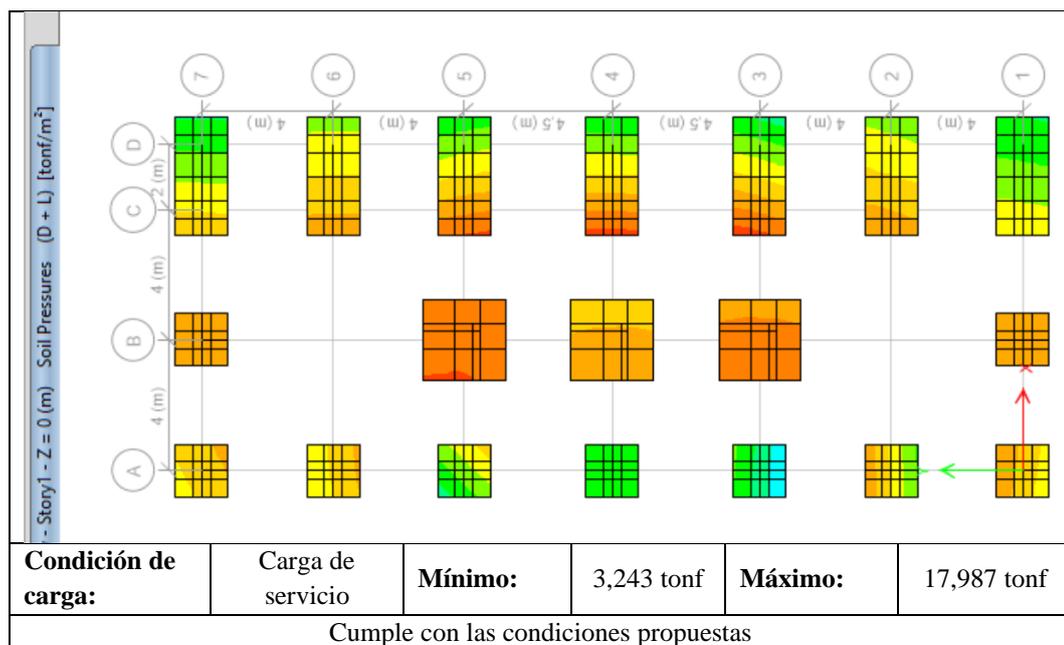
4.6.1. Diseño de las cimentaciones

Para verificar el prediseño de las cimentaciones se realizó el cálculo basado en las cargas encontradas en las reacciones de la edificación aplicando los casos de carga provistos por la NEC-SE-GC en la sección de diseño, las reacciones de la carga sísmica en las bases corresponden a los casos de carga del análisis modal espectral,

para ello se empleó un programa de cálculo mediante elementos Shell con la finalidad de verificar que las zapatas se encuentran dentro de los límites de carga admisible del suelo y que pueden soportar las condiciones de carga de diseño de zapatas.

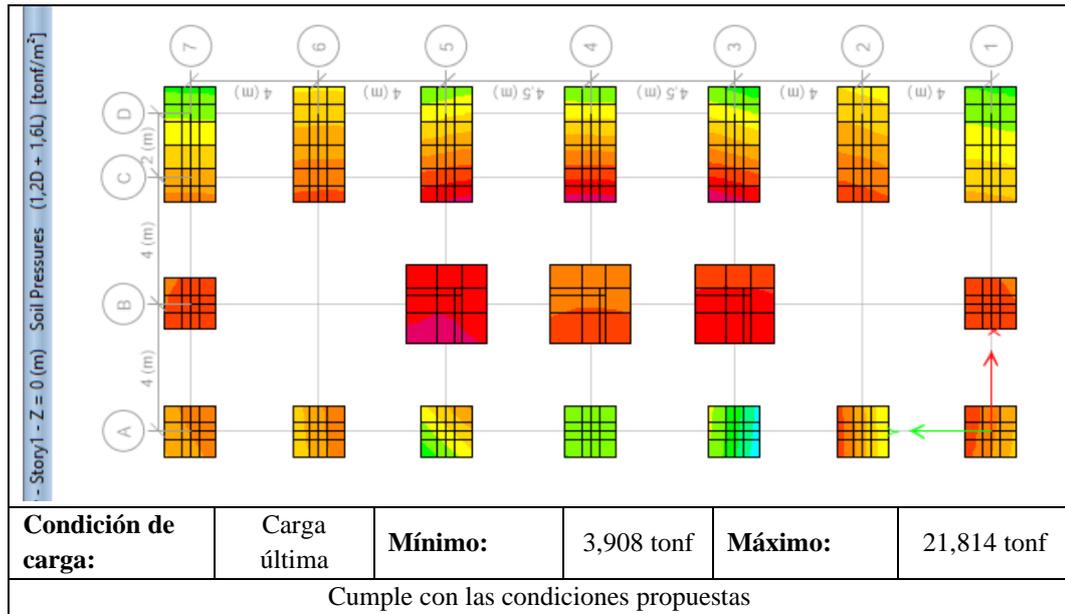
En la Tabla 4-50 se presentan las condiciones de trabajo de las zapatas bajo la carga de servicio, en las zonas intermedias de la edificación se verificó que existe una presión máxima de 17,9 tonf y en las zonas perimetrales un valor de 3,24 tonf.

Tabla 4-50: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga de servicio



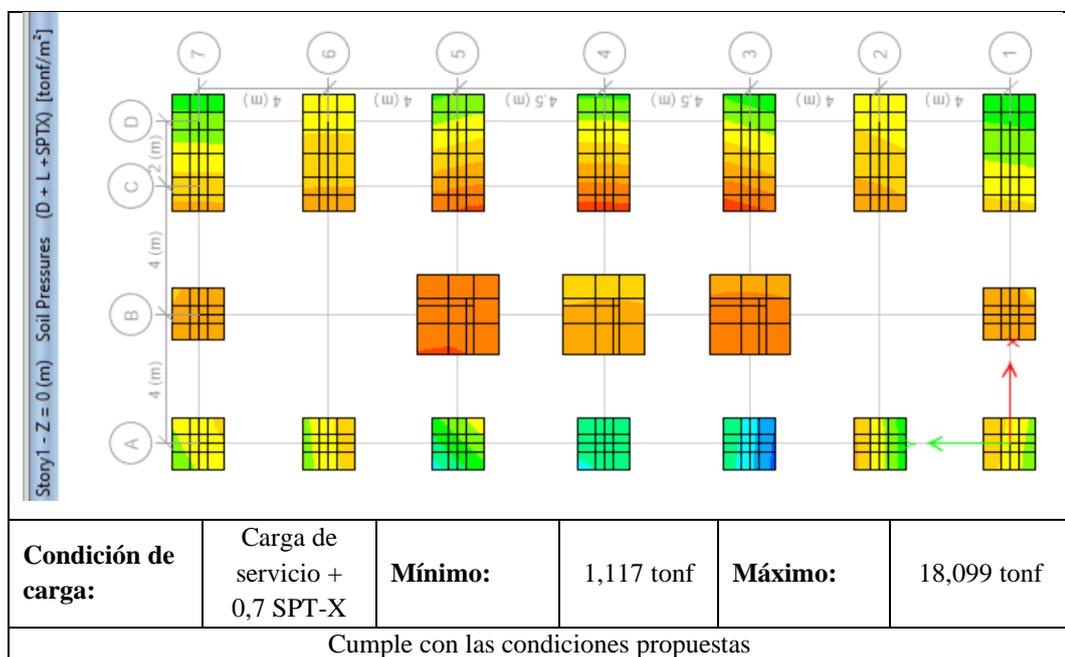
En la Tabla 4-51 se presentan los resultados de las presiones de suelo en las zapatas bajo las condiciones de carga última, al igual que en el caso anterior se verificó que la mayor presión se presenta en la zona central de la edificación, sin embargo, se encuentra dentro de los límites de carga admisible del suelo de 22 tonf/m².

Tabla 4-51:: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga última



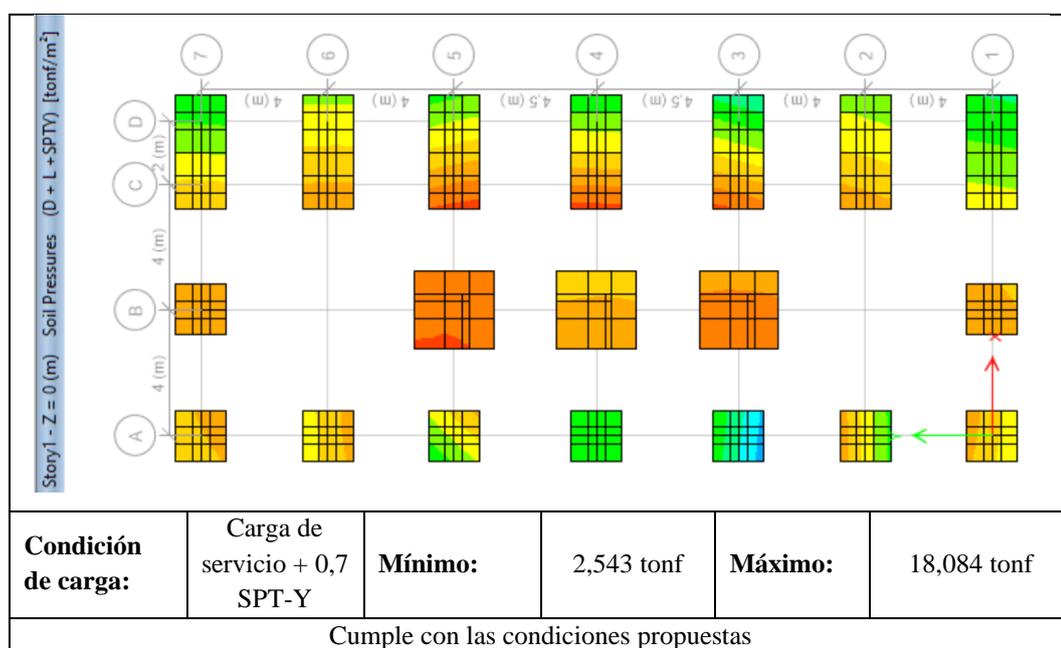
En la Tabla 4-52 se presentan los resultados de las zapatas frente a las condiciones de carga de servicio combinadas con las condiciones de carga sísmica reducida de acuerdo con el límite establecido por la normativa. Se encontró un valor mínimo de 1,11 tonf y un valor máximo en las zapatas centrales de 18,09 tonf.

Tabla 4-52: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga de servicio + carga sísmica en sentido X



En la Tabla 4-53 se presentan las condiciones de trabajo de las zapatas para las cargas de servicio más la carga sísmica en sentido Y reducidas. Se encontró un buen comportamiento de presiones de suelo puesto que el valor mínimo para los alrededores fue de 2,54 tonf y 18,08 tonf para las zapatas centrales, se visualizó que se encuentran dentro de los límites establecidos de la carga admisible del suelo.

Tabla 4-53: Resultados de presiones de suelo en las zapatas diseñadas – carga de servicio + carga sísmica en sentido Y



Las dimensiones de las zapatas aisladas fueron de 1,6 m x 1,6 m para las columnas en los ejes A1 – A7, para las columnas B1 y B7, las dimensiones de las zapatas de la zona central corresponden a 2,10 m x 2,10 m para las columnas B3 a B5. Mientras que para las columnas de los ejes C y D se unificaron las cimentaciones debido al espacio reducido, estas corresponden a 1,6 m x 3,6 m con una profundidad de 40 cm.

Las excavaciones se deben iniciar desde el nivel 0,00 hasta -1,80 m para implementar una capa de mejoramiento del suelo de 0,40 m. Se deben colocar las capas de relleno del material de mejoramiento de acuerdo con la ASTM D – 1557 – C en capas no mayores a 0,20 m para alcanzar una capacidad portante del suelo de 22 tonf/m². Las zapatas deben ser de tipo aisladas con dimensiones de base no inferiores a 1,50m.

4.6.2. Diseño de la placa base

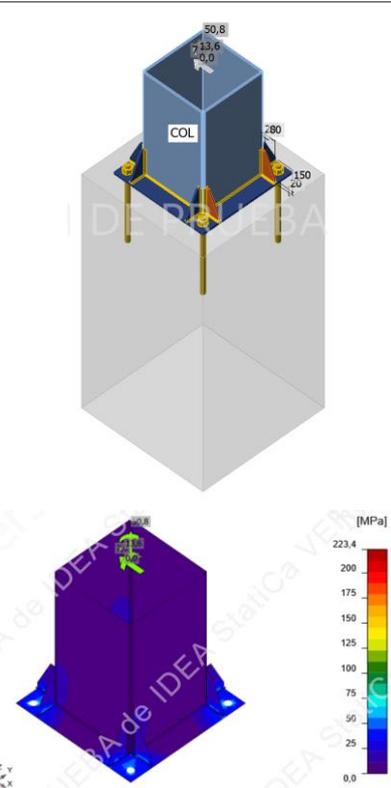
Para este diseño se tomaron en consideración las condiciones de carga de las reacciones en las columnas, así como también las condiciones de fuerza cortante y momentos del elemento para la conexión.

Las reacciones en las bases del análisis modal espectral se obtuvieron de la carga crítica de las combinaciones de la NEC 15, para esto también se tomó en consideración la carga sísmica.

Se empleó un programa de diseño de conexiones para verificar el cumplimiento de los elementos. En la Tabla 4-54 se presentan las dimensiones finales que se aplicarían para la fabricación de la placa base.

54 Tabla 4-55: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la placa base

Dimensiones de la placa base						
Material	ASTM A36					
Espesor	15 mm					
Ancho	520 mm					
Profundidad	520 mm					
Datos del sistema de anclaje						
Tipo de pernos	A325					
Fu	827,4 Mpa					
Diámetro	1 pulg					
Tipo de anclaje	Recto					
Detalles de la soldadura						
Localización	Tamaño	Tipo de electrodo				
Alas	7 mm	E70				
Alma	7 mm	E70				
Detalles de la columna de cimentación						
Resistencia del hormigón	5000 psi					
Profundidad	710 mm					
Ancho	710 mm					
Longitud total	1400 mm					
Rigidizadores						
Espesor	8 mm					
Ancho	80 mm					
Profundidad	150 mm					
Forma	Achaflanado					
Localización de la soldadura	Tamaño	Tipo de electrodo				
Todo alrededor	7 mm	E70				
Condiciones de carga aplicadas						
Elemento	N	Vy	Vz	Mx	My	Mz
Columna	50,8 kN	-	7 kN	13,6 kN	-	-



4.6.3. Diseño de la conexión entre vigas y columnas

En la Tabla 4-55 se presentan las dimensiones de la conexión adaptada para columnas cuadradas, en este caso se aplicó una conexión tipo WUF que emplea condiciones de unión por soldadura y con anclaje con pernos de acuerdo con las

consideraciones de la AISC 358, sin embargo, se requirió realizar una adaptación de la conexión para poder unirla con la columna cuadrada. Estas adaptaciones se tomaron de un estudio preliminar efectuado por Gallegos [35] en la que se presenta el desempeño de la conexión con la aplicación de anillos rigidizadores en columnas cuadradas. A continuación, se presentan las condiciones verificadas.

56 Tabla 4-57: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la conexión de la viga y columna

Tipo de conexión		WUF con adaptación a columnas cuadradas				
Dimensiones de la placa de conexión						
Material	ASTM A36					
Espesor	12 mm					
Dimensiones especificadas en la figura						
Pernos	A325					
Diámetro	5/8 pulg					
Tipo de soldadura	Tamaño	Electrodo	Verificación			
Continua	10 mm	E70	OK			
Dimensiones de la muesca		Dimensiones del anillo rigidizador				
		<p>Se tomaron las consideraciones de rigidización del panel nodal</p> <p>El anillo se ubica en la zona perimetral adyacente a los patines que forman parte de la viga, con la finalidad de mejorar la transferencia de cargas y evitar pandeos en la zona nodal.</p> <p>Longitud: 520 mm Ancho: 80 mm Espesor: 15 mm</p>				
La soldadura en el anillo rigidizador se ubica de forma continua del borde con la superficie						
Tipo de soldadura	Tamaño	Electrodo	Verificación			
Continua	12 mm	E70	OK			
Condiciones de carga aplicadas						
Elemento	N	Vy	Vz	Mx	My	Mz
Columna	(-370 kN)	-	-	-	-	-
Viga inicio	-	(-0,6 kN)	-	-	-	0,4 kN.m
Viga final	-	-	16,1 kN	-	-	-

4.6.4. Diseño de las conexiones de los elementos arriostrados

Para los elementos de conexión del sistema de arriostramientos se plantearon las conexiones que se presentan en la Tabla 4-56 con las dimensiones y condiciones de unión verificadas.

Tabla 4-58: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la conexión de la viga y riostras

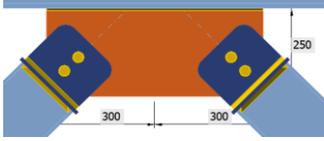
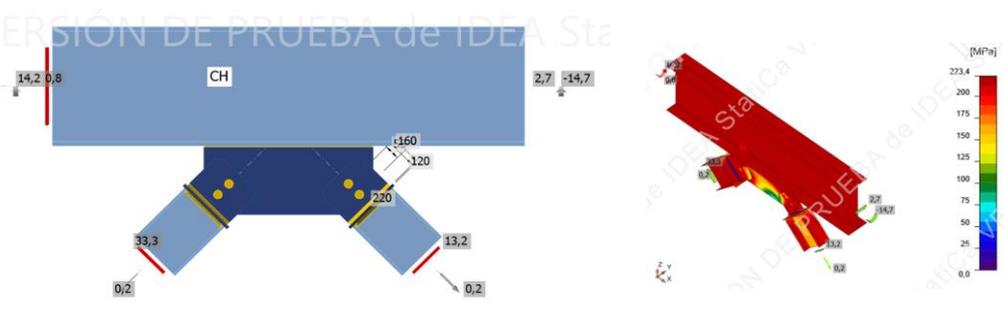
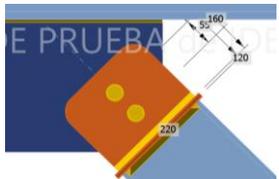
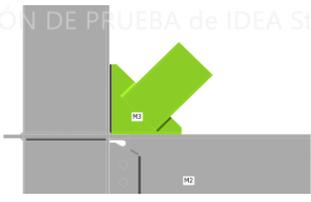
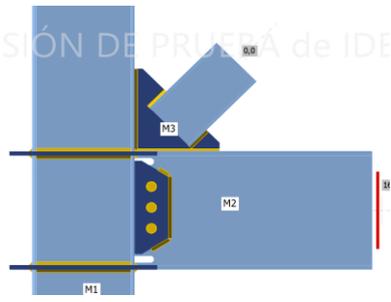
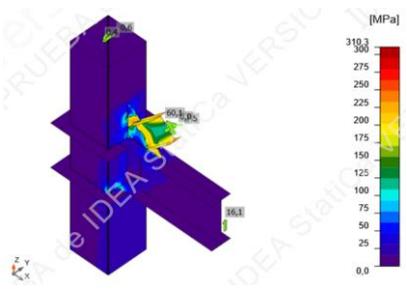
Forma	Rectangular					
Material	ASTM A36					
Espesor	12 mm					
Ancho	300 mm					
Altura	250 mm					
Tipo de soldadura	Tamaño	Electrodo	Verificación			
Continua	6 mm	E70	OK			
						
Placa de conexión entre placa de rigidización y riostras IPE 200						
Material	ASTM A36					
Espesor	10 mm					
Longitud	160 mm					
Ancho	220 mm					
Forma	Rectangular					
Pernos	A325	Diámetro	5/8 pulg			
Condiciones de carga aplicadas						
Elemento	N	Vy	Vz	Mx	My	Mz
Viga inicio	-	0,8 kN	-	14,2 kN	-	-
Viga fin	-	2,7 kN	-	(-14,7 kN)	-	-
Riostra derecha	0,2 kN	-	13,2 kN	-	-	-
Riostra izquierda	0,2 kN	-	33,3 kN	-	-	-
Cartela de conexión de las diagonales						
Material	ASTM A36					
Espesor	10 mm					

Tabla 4-56: Dimensiones y condiciones de carga verificadas de la conexión de la viga y riostras (continuación)

Cartela de conexión de las diagonales						
Material	ASTM A36					
Espesor	10 mm					
Ancho	300 mm					
Profundidad	300 mm					
Tipo de soldadura	Tamaño	Electrodo	Verificación			
Placa	10 mm	E70	OK			
Elemento	10 mm	E70	OK			
 						
Condiciones de carga aplicadas						
Elemento	N	Vy	Vz	Mx	My	Mz
Columna	(-370 kN)	-	-	-	-	-
Viga inicio	-	(-0,6 kN)	-	-	-	0,4 kN.m
Viga final	-	-	16,1 kN	-	-	-
Riostra izquierda	0,2 kN	-	33,3 kN	-	-	-

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Luego de analizar el fenómeno interacción suelo – estructura se evidenció que no existen variaciones significativas en los desplazamientos obtenidos en el piso base. Mediante el análisis sísmico se obtuvieron desplazamientos que van de 1 a 3 mm por lo que la interacción suelo estructura se puede considerar como despreciable ya que el peso no excede la capacidad portante del suelo y en futuros diseños se podría diseñar con apoyos empotrados o simplemente apoyados, esto se da porque el suelo es de buena calidad y no interfiere significativamente con el desempeño estructural para la altura considerada
- Para realizar un diseño sismo resistente fue necesario considerar todos los datos del estudio de suelos, como la cohesión, ángulo de fricción, velocidad de onda de corte y módulo cortante, se modelaron cuatro estratos a diferente altura con los datos del estudio, con esto se desarrolló un modelo de resorte con el que se simuló el comportamiento de la estructura y la cimentación. El modelo fue asignado a las zapatas aisladas y las cadenas.
- El edificio se diseñó teniendo en cuenta que se constituye de pórticos intermedios a momento compuestos por columnas cuadradas tipo cajón rellenas de hormigón y vigas tipo I, en todos los casos se verificó que trabajan dentro del rango de alta ductilidad, para los pórticos arriostrados se emplearon perfiles IPE de 200 y 300 con capacidad de soportar cargas a tracción y compresión.
- Los tipos de arriostramientos analizados fueron concéntricos y excéntricos para lo cual se eligieron dos tipos de configuración, en X y en V invertida, esto proporciona rigidez a los marcos del edificio, se colocaron en los laterales, en la parte frontal y en el espacio de las gradas de la edificación para no interferir con su funcionalidad ni su arquitectura.
- Con el análisis *Pushover* se pudo conocer los estados límite de servicio de cada configuración estructural a través del cálculo de la deformación última, la de demanda y la de fluencia, según los criterios de aceptación de la norma ASCE 41-17 todos los edificios arriostrados analizados se clasifican como operativos o

funcionales para el sismo de diseño, de este modo estarían clasificados dentro del criterio de ocupación inmediata.

- Todos los sistemas de pórticos arriostrados con diagonales presentaron un buen comportamiento sísmico en cuanto a los parámetros como derivas de piso, cortante basal y períodos de vibración, puesto que se encontraron dentro de los límites de la NEC del 2% y de acuerdo con los mínimos calculados en el espectro de diseño.
- La configuración estructural que permite una mayor disipación de energía es la que emplea arriostramientos en V invertida (EBF-V), esta tiene un mejor desempeño a diferencia del resto de estructuras puesto que el valor del factor R final alcanzó hasta 7,28 siendo el de mayor reducción sísmica frente a los demás sistemas propuestos.
- Otro parámetro relacionado con el desempeño de los pórticos arriostrados fue la ductilidad, el mayor valor encontrado de ductilidad de capacidad fue de 5,28 en los pórticos (EBF-V) lo cual es un indicativo directo de eficiencia obtenido del análisis estático no lineal, este parámetro le brinda la capacidad de deformarse al sistema estructural sin llegar al punto de rotura.
- Los pórticos excéntricos presentan una solución excelente para el diseño sismorresistente puesto que combinan una elevada rigidez lateral y una adecuada disipación de energía, como en el caso del sistema EBF-V que presentó una deformación última de 0,12 m versus la ductilidad de 5,83 que cubre de forma satisfactoria la ductilidad de la demanda de 1,57.

5.2.Recomendaciones

- Todos los elementos estructurales del edificio deben ser sísmicamente compactos es decir que debe tener la capacidad de desarrollar una distribución plástica de esfuerzos antes de pandearse, toda la sección debe llegar al esfuerzo de fluencia especialmente en las vigas, columnas y elementos de arriostramiento.
- Es recomendable en futuros diseños trabajar con pórticos arriostrados excéntricamente ya que tienen un mejor desempeño sísmico y disipan más la energía de la carga sísmica, se busca que la riostra sea un elemento fusible que se dañe antes que las vigas o columnas, de modo que pueda ser reemplazado luego de sufrir daños por las cargas sísmicas.
- Debido a que la propuesta de columnas cuadradas rellenas de hormigón presenta dificultades en cuanto al tipo de conexiones que se deben emplear, se tomó en

cuenta el estudio de Gallegos, con el cual se aplicó una adaptación de la conexión tipo WUF a columnas cuadradas con un anillo de refuerzo en el panel nodal puesto que, de acuerdo con el estudio previo, este genera un mejor comportamiento a momentos y con rotaciones.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. Young et al., “Global kinematics of tectonic plates and subduction zones since the late Paleozoic Era,” *Geosci. Front.*, vol. 10, no. 3, pp. 989–1013, 2019, doi: doi: 10.1016/J.GSF.2018.05.011.
- [2] T. Toulkeridis et al., “Two independent real-time precursors of the 7.8 Mw earthquake in Ecuador based on radioactive and geodetic processes—Powerful tools for an early warning system,” *J. Geodyn.*, vol. 126, pp. 12–22, 2019, doi: doi: 10.1016/J.JOG.2019.03.003.
- [3] C. Beauval et al., “A New Seismic Hazard Model for EcuadorA New Seismic Hazard Model for Ecuador,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 108, no. 3A, pp. 1443–1464, 2018, doi: doi: 10.1785/0120170259.
- [4] A. Tena Colunga, “Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 24, no. 2, pp. 141–165, 2019, doi: 10.24133/riie.v24i2.1282.
- [5] S. Kocak and Y. Mengi, “A simple soil-structure interaction model,” *Appl. Math. Model.*, vol. 24, no. 8–9, pp. 607–635, 2000, doi: 10.1016/S0307-904X(00)00006-8.
- [6] C. Neyra and G. Romero, “Influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico en edificaciones aporricadas sobre zapatas aisladas debido al cambio de geometría y condiciones geotécnicas,” Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2022.
- [7] D. López and J. Botero, “Análisis de la respuesta dinámica estructural considerando los efectos de la interacción suelo estructura limitada a los requisitos de la NEC-SE-DS-2015,” Universidad EAFIT, 2020.
- [8] L. Nieto, “El espacio educativo como herramienta de apendizaje y desarrollo del ser,” *Univ. Católica Colomb.*, vol. 15, no. 2, pp. 108–112, 2018, [Online]. Available: <https://repository.eafit.edu.co/handle/10784/17496>.
- [9] Ministerio de Educación, *Acuerdo Ministerial 483 -12 Norma Técnica y Estándares de Infraestructura Educativa*. 2012.
- [10] S. Kazemzadeh Azad, C. Topkaya, and A. Astaneh-Asl, “Seismic behavior of

- concentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 provisions,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 133, pp. 383–404, Jun. 2017, doi: 10.1016/J.JCSR.2017.02.026.
- [11] M. Naghavi, R. Rahnavard, R. J. Thomas, and M. Malekinejad, “Numerical evaluation of the hysteretic behavior of concentrically braced frames and buckling restrained brace frame systems,” *J. Build. Eng.*, vol. 22, pp. 415–428, Mar. 2019, doi: 10.1016/J.JOBE.2018.12.023.
- [12] G. J. O’Reilly and J. Goggins, “Experimental testing of a self-centring concentrically braced steel frame,” *Eng. Struct.*, vol. 238, p. 111521, Jul. 2021, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2020.111521.
- [13] M. B. Bozkurt, S. Kazemzadeh Azad, and C. Topkaya, “Development of detachable replaceable links for eccentrically braced frames,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 48, no. 10, pp. 1134–1155, 2019, doi: doi: 10.1002/EQE.3181.
- [14] M. G. Vetr, A. Ghamari, and J. Bouwkamp, “Investigating the nonlinear behavior of Eccentrically Braced Frame with vertical shear links (V-EBF),” *J. Build. Eng.*, vol. 10, pp. 47–59, Mar. 2017, doi: 10.1016/J.JOBE.2017.02.002.
- [15] R. Chacón, A. Vega, and E. Mirambell, “Numerical study on stainless steel I-shaped links on eccentrically braced frames,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 159, pp. 67–80, Aug. 2019, doi: 10.1016/J.JCSR.2019.04.014.
- [16] D. R. Sahoo and A. Prakash, “Seismic behavior of concentrically braced frames designed using direct displacement-based method,” *Int. J. Steel Struct.*, vol. 19, no. 1, pp. 96–109, 2018, doi: doi: 10.1007/S13296-018-0092-0.
- [17] and M. J. F. A. Fakhraddini, S. Hamed, “Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames,” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 18, no. 2, pp. 379–393, 2019, doi: doi: 10.1007/S11803-019-0510-0.
- [18] and Y. Z. H. Hou, H. Li, C. Qiu, “Effect of hysteretic properties of SMAs on seismic behavior of self-centering concentrically braced frames,” *Struct. Control Heal. Monit.*, vol. 25, no. 3, p. e2110, 2018, doi: doi: 10.1002/STC.2110.
- [19] and R. M. M. Gholami, E. Zare, M. Gorji Azandariani, “Seismic behavior of

- dual buckling-restrained steel braced frame with eccentric configuration and post-tensioned frame system,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 151, 2021, doi: doi: 10.1016/J.SOILDYN.2021.106977.
- [20] and E. C. J. Ruiz-García, E. Bojorquez, “Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 115, pp. 119–128, 2018, doi: doi: 10.1016/J.SOILDYN.2018.08.018.
- [21] and A. P. V. Piluso, R. Montuori, E. Nistri, “Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 154, pp. 263–277, 2019, doi: doi: 10.1016/J.JCSR.2018.12.008.
- [22] and S. L. X. Tian, M. Su, M. Lian, F. Wang, “Seismic behavior of K-shaped eccentrically braced frames with high-strength steel: Shaking table testing and FEM analysis,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 143, pp. 250–263, 2018, doi: doi: 10.1016/J.JCSR.2017.12.030.
- [23] D. Patricio Guerrero Cuasapaz, “Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos,” *Gac. Técnica*, vol. 20, no. 1, pp. 41–59, 2019, doi: doi: 10.13140/RG.2.2.20052.86409.
- [24] and A. R. G. A. M. Haji, F. Azarhomayun, “Numerical investigation of truss-shaped braces in eccentrically braced steel frames,” *Mag. Civ. Eng.*, vol. 102, no. 2, 2021, doi: doi: 10.34910/MCE.102.8.
- [25] and A. B. B. Cagua, R. Aguiar, J. Pilatasig, “Nuevas funciones de ceinci-lab para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 26, no. 3, pp. 523–585, 2021, doi: doi: 10.24133/RIIE.V26I3.2344.
- [26] G. Maps, “Ubicación: Unidad Educativa tres de Marzo,” 2022. <https://www.google.com/maps/search/unidad+educativa+3+de+marzo+barrio+el+tamban/@-1.678914,-79.0340913,911m/data=!3m1!1e3>.
- [27] N. Teodoro and E. Nieto, “Tipos de investigación.”
- [28] N. E. de la Construcción, *NEC-SE-CS-Cargas (No Sísmicas)*. 2015.
- [29] ASCE, *ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, no. 7 98. 2016.

- [30] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *NEC-SE-AC. Estructuras de Acero*. 2015.
- [31] AISC, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10,” *Struct. Anal. Des. Tall Build.*, pp. 355–410, 2011, doi: 10.1201/b11248-8.
- [32] M. A. El-Reedy, “Assessment of existing structures and repairs,” *Offshore Struct.*, pp. 419–542, 2020, doi: 10.1016/B978-0-12-816191-3.00007-9.
- [33] A. Kheyroddin, M. Gholhaki, and G. Pachideh, “Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field,” *J. Rehabil. Civ. Eng.*, vol. 0, no. 2017, pp. 1–15, 2018, doi: 10.22075/JRCE.2018.12347.1211.
- [34] ASCE/SEI, *ASCE 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2017.
- [35] C. Gallegos, “Estudio de las conexiones soldadas de columnas compuestas RCFT con vigas metálicas tipo I comúnmente usadas en Ecuador,” p. 192, 2017.
- [36] A. Shah, A. G. Wilson, and Z. Ghahramani, “Student-t processes as alternatives to Gaussian processes,” *J. Mach. Learn. Res.*, vol. 33, pp. 877–885, 2014.

ANEXOS

Anexo 1: Estudio de suelos

Anexo 2: Distribución arquitectónica

Anexo 3: Esquema estructural de la edificación

Anexo 4: Predimensionamiento del sistema estructural y tablas de resumen

Anexo 4- 1: Resultados del predimensionamiento de las vigas principales en los pasillos

Predimensionamiento de la viga principal			
Ubicación:	Pasillos		
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,10E+06	[kgf/cm ²]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Sección del perfil	VSP - SISM P		
Datos arquitectónicos			
Longitud transversal	4	[m]	
Longitud de la viga	2	[m]	
Carga última:	1,48	[tonf/m ²]	
Chequeo por pandeo local - Compresión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Esbeltez en el ala	16,13	12,5	No esbelto
Esbeltez en el alma	42,919	40,75	No esbelto
Chequeo por pandeo local - Flexión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Ala	10,946	6,25	Ala compacta
Alma	108,305	40,75	Alma compacta
Diseño a Flexión			
Momento último de la viga (μA)	3,623	[tonf.m]	
C_b	1		
Momento por fluencia (M_{n1})	2,12E+06	[kgf.cm]	
L_b	1,33	[m]	No requiere análisis por pandeo lateral torsional
L_p	1,67	[m]	
L_r	5,189	[m]	
ϕ_b	0,9		
ϕ_{Mn1}	21,014	[tonf.m]	$\phi_{Mn1} > \mu A$
D/C	0,172		Sí cumple
Diseño a Corte			
Cortante de la viga (V_u)	26,363	[tonf]	
ϕ_v	0,9		
V_n	46,872	[tonf]	
ϕV_n	42,185	[tonf]	$\phi V_n > V_u$
D/C	0,625		Sí cumple

Anexo 4- 2: Resultados del predimensionamiento de las vigas secundarias en los pasillos

Predimensionamiento de la viga secundaria			
Ubicación:	Pasillos		
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,10E+06	[kgf/cm ²]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Sección del perfil	VSP - SISMS		
Datos arquitectónicos			
Longitud transversal	4	[m]	
Longitud de la viga	2	[m]	
Carga última:	1,48	[tonf/m ²]	
Chequeo por pandeo local - Compresión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Esbeltez en el ala	16,13	12,5	No esbelto
Esbeltez en el alma	42,919	39,8	No esbelto
Chequeo por pandeo local - Flexión			
	Límite	b/t - h/tw	Resultado
Ala	10,946	6,25	Ala compacta
Alma	108,305	39,8	Alma compacta
Diseño a Flexión			
Momento último de la viga (M)	1	[tonf.m]	
Cb	1,136		
Momento por fluencia (Mn1)	6,115	[tonf.m]	
Lb	2	[m]	Realizar chequeo por pandeo lateral torsional
Lp	1,148	[m]	
Lr	3,61	[m]	
Momento por pandeo lateral torsional (Mn2)	6,004	[tonf.m]	
Øb	0,9		
ØMn2	5,403	[tonf.m]	ØMn2>M
D/C	0,185		Sí cumple
Diseño a Corte			
Cortante de la viga (Vu)	8,171	[tonf]	
Øv	0,9		
Vn	17,996	[tonf]	
ØVn	16,196	[tonf]	ØVn>Vu
D/C	0,505		Sí cumple

Anexo 4- 3: Resultados del predimensionamiento de las columnas en los pasillos

Predimensionamiento del columnas			
Ubicación:	Pasillos		
Material:	Acero A 36		
Límite de fluencia	36	[ksi]	
Módulo de elasticidad	2,10E+06	[kgf/cm ²]	
Densidad del acero	7850	[kg/m ³]	
Material de relleno:	Concreto		
Resistencia a la compresión	210	[kgf/cm ²]	
Sección del perfil	Col 2		
Datos arquitectónicos			
L1	4,5	[m]	
L2	4	[m]	
L3	4	[m]	
L4	2	[m]	
L	3,5	[m]	
No	5		
Carga última:	1,48	[tonf/m ²]	
Chequeo elementos de alta ductilidad			
	Límite	h/tw	Resultado
Alta ductilidad	61,771	36	Elemento de alta ductilidad
Diseño a Compresión			
Solicitud a compresión (Pu)	55,315	[tonf]	
K	1	Método directo	
KL/r	24,485		
Fe	1,20E+03	[tonf/cm ²]	
Fcr	4,408	[tonf/cm ²]	
Resistencia nominal (Pn)	617,108	[tonf]	
Øc	0,9		
ØPn	555,397	[tonf]	ØPn>Pu
D/C	0,1		Sí cumple
Verificación columna fuerte - viga débil			
Momento de las columnas (Mp)	149,213	[tonf.m]	
Momento de las vigas (Mpr)	68,538	[tonf.m]	Mp/2Mpr>1
Mp/2Mpr	1,089		Sí cumple

Anexo 5: Tabla de distribución valores tabulados t de Student

Anexo 5- 1: Distribución t student tabulada [36]

Grados de libertad	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
1	1.0000	3.0777	6.3137	12.7062	31.8210	63.6559
2	0.8165	1.8856	2.9200	4.3027	6.9645	9.9250
3	0.7649	1.6377	2.3534	3.1824	4.5407	5.8408
4	0.7407	1.5332	2.1318	2.7765	3.7469	4.6041
5	0.7267	1.4759	2.0150	2.5706	3.3649	4.0321
6	0.7176	1.4398	1.9432	2.4469	3.1427	3.7074
7	0.7111	1.4149	1.8946	2.3646	2.9979	3.4995
8	0.7064	1.3968	1.8595	2.3060	2.8965	3.3554
9	0.7027	1.3830	1.8331	2.2622	2.8214	3.2498
10	0.6998	1.3722	1.8125	2.2281	2.7638	3.1693
11	0.6974	1.3634	1.7959	2.2010	2.7181	3.1058
12	0.6955	1.3562	1.7823	2.1788	2.6810	3.0545
13	0.6938	1.3502	1.7709	2.1604	2.6503	3.0123
14	0.6924	1.3450	1.7613	2.1448	2.6245	2.9768
15	0.6912	1.3406	1.7531	2.1315	2.6025	2.9467
16	0.6901	1.3368	1.7459	2.1199	2.5835	2.9208
17	0.6892	1.3334	1.7396	2.1098	2.5669	2.8982
18	0.6884	1.3304	1.7341	2.1009	2.5524	2.8784
19	0.6876	1.3277	1.7291	2.0930	2.5395	2.8609
20	0.6870	1.3253	1.7247	2.0860	2.5280	2.8453
21	0.6864	1.3232	1.7207	2.0796	2.5176	2.8314
22	0.6858	1.3212	1.7171	2.0739	2.5083	2.8188
23	0.6853	1.3195	1.7139	2.0687	2.4999	2.8073
24	0.6848	1.3178	1.7109	2.0639	2.4922	2.7970
25	0.6844	1.3163	1.7081	2.0595	2.4851	2.7874
26	0.6840	1.3150	1.7056	2.0555	2.4786	2.7787
27	0.6837	1.3137	1.7033	2.0518	2.4727	2.7707
28	0.6834	1.3125	1.7011	2.0484	2.4671	2.7633
29	0.6830	1.3114	1.6991	2.0452	2.4620	2.7564
30	0.6828	1.3104	1.6973	2.0423	2.4573	2.7500
31	0.6825	1.3095	1.6955	2.0395	2.4528	2.7440
32	0.6822	1.3086	1.6939	2.0369	2.4487	2.7385
33	0.6820	1.3077	1.6924	2.0345	2.4448	2.7333
34	0.6818	1.3070	1.6909	2.0322	2.4411	2.7284
35	0.6816	1.3062	1.6896	2.0301	2.4377	2.7238
36	0.6814	1.3055	1.6883	2.0281	2.4345	2.7195
37	0.6812	1.3049	1.6871	2.0262	2.4314	2.7154
38	0.6810	1.3042	1.6860	2.0244	2.4286	2.7116
...



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES
ESTUDIO DE SUELO

INFORME DEL ESTUDIO DE SUELOS
Y
GEOTECNIA

**EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS EN
LA UNIDAD EDUCATIVA TRES DE MARZO**

JULIO DEL 2022



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

1.1. INTRODUCCIÓN

Se desea realizar la obra: EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS EN LA UNIDAD EDUCATIVA “TRES DE MARZO”; ubicado en el Cantón Chimbo Provincia Bolívar, el cual es de vital importancia como parte estratégica en el desarrollo de la educación.

El presente informe del Estudio de Mecánica de Suelos, Geológico y Geotécnico, está dirigido a establecer el grado de diseño estructural utilizado en la construcción de obras en este establecimiento; se consideró hacer tres muestras representativas del suelo que se someterán a pruebas de laboratorio para tener un criterio real con relación al procedimiento de diseño estructural y lograr que la construcción cumpla en forma óptima con la función que estará destinada estableciendo un grado razonable de seguridad, dentro de los lineamientos que establecen las especificaciones técnicas para el estudio de suelos que comprende el proyecto indicado.

1.2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente Informe Técnico tiene por objeto investigar el terreno de fundación del Proyecto: EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS EN LA UNIDAD EDUCATIVA “TRES DE MARZO”, como interesado del estudio de suelos con fines de establecer la cimentación para los estudios geotécnicos correspondientes en el terreno de libre disponibilidad; obteniendo las muestras y determinarse en el laboratorio los parámetros físico mecánicas y constantes físicas de los suelos predominantes en el área del proyecto, de esta manera se planteará el tipo de cimentación adecuada, para que la estructura se comporte satisfactoriamente.

Dentro de los objetivos específicos tenemos:

- ✓ Exploraciones de los sondeos en tres áreas del proyecto.
- ✓ Registro de sondeos y toma de muestras de suelo alteradas.



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

- ✓ Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas
- ✓ Determinar la información mínima para efectos sísmicos del proyecto.
- ✓ Determinar el tipo de suelo existente y predominante en cada sondeo realizado, verificando las propiedades físicas mecánicas y la capacidad de carga para soportar las cargas estáticas que transmiten la estructura al terreno de fundación.
- ✓ Muestreos basados en las normas NTP 339.151 (ASTM D4220), para la toma de muestras de cada sondeo efectuado en el terreno de libre disponibilidad para el proyecto.
- ✓ Determinar en el campo y laboratorio las propiedades y características de esfuerzo deformación del suelo, la profundidad activa de cimentación en cada sondeo realizado.
- ✓ Determinar las condiciones de cimentación, capacidad portante admisible, niveles de deformación y grados de agresividad del terreno al concreto y acero.
- ✓ Interpretar los resultados de laboratorio, los registros de campo y dar las recomendaciones necesarias para el diseño de la cimentación del proyecto.

1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO.

El terreno materia del presente estudio, se ubica en el Cantón San José de Chimbo Provincia Bolívar.

Sector : Tamban
Cantón : San José de Chimbo
Provincia : Bolívar
Coordenadas UTM: N 9814219.102
E 718832.139

2. EXPLORACIONES DE CAMPO

2.1 CRITERIOS GENERALES DE PLANEAMIENTO



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

Las exploraciones de campo han consistido en la ejecución de tres sondeos, excavaciones a cielo abierto realizadas en forma manual, con la finalidad de obtener muestras de suelos de cada estrato en cada horizonte del terreno destinado para el proyecto.

Se ha determinado la excavación de tres sondeos de exploración (S-01), (S-02), (C-03), a cielo abierto de las siguientes dimensiones: $\varnothing = 0.30 \text{ m} \times 3.50 \text{ m}$. de profundidad.

Los sondeos ejecutados nos han permitido conocer los estratos y sus horizontes en el terreno de fundación.

Del sondeo realizado se ha obtenido muestras de cada estrato según indica la norma ASTM D-420, y se han logrado muestras alteradas según la característica del suelo predominante.

2.2 TRABAJO DE CAMPO

El sondeo (S-01) se efectuó en la zona frontal, el sondeo (S-02) se efectuó en la zona central y el tercer (C-03) se efectuó en la zona posterior del área en mención, todos los sondajes tienen características geotécnicas homogéneas.



(Vista general del área de estudio)



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

a. Sondeo (S-01)

Coordenadas del sondeo S-01

N 9814202.588

E 718832.414



(Iniciando la excavación)



(colocación de muestra recolectada en bolsas de polietileno)



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

b. Sondeo (S-02)

Coordenadas del sondeo S-02

N 9814219.102

E 718832.139



(Iniciando la excavación)



(colocación de muestra recolectada en bolsas de polietileno)



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

c. Sondeo (S-03)

Coordenadas del sondeo S-03

N 9814229.244

E 718827.744



(Iniciando la excavación)





LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO



(colocación de muestra recolectada en bolsas de polietileno)

Se realizó la excavación de tres sondeos a cielo abierto con el objetivo de determinar el perfil estratigráfico del terreno y extraer las muestras alteradas.

A los sondeos realizados se les ha denominado (S-01), (S-02), (S-03), y se ha procedido a evaluarlos de acuerdo a la norma ASTM D-420.

La profundidad a la que se ha alcanzado en los sondeos ha sido hasta los 3.50 m. en promedio, pues a esta altura no se encontró Nivel Freático.

Se tomaron muestras alteradas y disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados en cada estrato y de cada sondeo, las cuales se han recolectado en bolsas de polietileno de acuerdo a la norma ASTM D-420, en cantidad suficiente como para realizar ensayos de laboratorio y poder obtener las constantes físicas y las propiedades físico mecánica de los suelos encontrados en cada estrato.

Se siguió las recomendaciones de manipuleo, guardado y transporte que se estipulan en las especificaciones técnicas de la ASTM, para evitar la distribución parcial o total de las mismas.

Registro de excavación

Luego de las excavaciones realizadas en cada sondeo, se ha procedido a la



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

descripción visual manual de los suelos encontrados en cada estrato y cada horizonte, anotando propiedades como: espesor del estrato, color, humedad natural, consistencia, etc., según la norma ASTM D – 2488.

2.3 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LOS SONDEOS.

La estratigrafía de cada sondeo se puede considerar uniforme en cada estrato encontrado, con algunas variaciones puntuales, tal como se evidencia en las calicatas realizadas, se ha seguido la secuencia de los estratos de arriba hacia abajo en la calicata.

CALICATA S - 01; S - 02; S - 03

Todos los sondajes tienen características geotécnicas homogéneas. La excavación realizada son de dimensiones $\varnothing = 0.30 \text{ m} \times 3.50 \text{ m}$. de profundidad, en este sondeo se encontró las siguientes características Estratigráficas y Geotécnicas:

- ✓ El nivel freático 0
- ✓ Una capa de arcilla de color café oscura con limo, su espesor es de -2.00m, su clasificación según el sistema SUCS es CH, su consistencia es dura, su plasticidad es elevada, su comportamiento es sobre consolidado, y sus valores promedios encontrados son $W_n=29.6$, $LL=68$, $IP=40$, y $10 < N < 15$).
- ✓ Un estrato de arcilla limosa verdosa de consistencia dura, su espesor es de -3.00 m, su clasificación según el sistema SUCS es ML, su compacidad es media a compacta, es no plástico y sus valores promedios encontrados son $W_n=41.1$, $LL=54$, $IP=31$, y $10 < N < 22$)
- ✓ Una capa de arcilla verdosa con limo, su clasificación según el sistema SUCS es CH, su consistencia va de dura a rígida, su plasticidad es elevada, su comportamiento es sobre consolidado y sus valores promedios encontrados son ($W_n=41$ $LL=61$, $IP=26$ Y $10 < N < 25$).



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ Para elementos estructurales profundos como Cisternas, Cámaras de tratamiento de Aguas Servidas se tendrán que realizar calicatas profundas debida que estos elementos son enterrados.
- ✓ Considérese la cota 0.00 el inicio de las perforaciones
- ✓ Se recomienda excavar hasta la cota -1.80, para colocar una cama de piedra bola $e = 0.40$ m. las piedras en su tamaño no deberán ser mayores de $1/2$ del espesor de la capa de mejoramiento.
- ✓ Sobre el material de mejoramiento, se rellenará 20 cm. en capas no mayores de 0.30 m. con material que califique según las normas MOP como mejoramiento, hasta llegar a la cota de proyecto, las cuales deberán ser hidratadas y compactadas con un rodillo liso de energía vibratoria, haciendo cumplir norma ASTM D-1557-C, o similar (≥ 95 % del Proctor modificado)
- ✓ Considerando que el suelo de fundación bajo la cota de cimentación estará constituido por el mejoramiento recomendado, para el cálculo de la capacidad admisible del suelo, usaremos el criterio a partir del ensayo de penetración estándar (S.P.T.), optaremos un valor de $N = 3$ golpes.
- ✓ Según Peck, Hanson y Thornburn, la capacidad de soporte “ q_a ”, está dada por la expresión:

$$q_a = 1041 (C_w)(N) \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{D_w}{D_f + B} \right)$$

$$C_w = 1.0 \text{ sin nivel freático.}$$

Dónde:

$$q_a = 1041 N$$

- ✓ Del cálculo, se desprende que es suficiente una cimentación superficial; puesto que, para cargas permanentes, se obtuvo una capacidad de carga



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

$q_a=3.12 \text{ Ton/m}^2$ y para las cargas permanentes más el efecto sísmico (con una aceleración espectral de 0.15 g), se obtuvo una capacidad de carga $q_a=22 \text{ Ton/m}^2$.

- ✓ La altura de desplante recomendada es de 1.80 m. desde el terreno natural.
- ✓ El tipo de cimentación recomendado es Plinto Aislado de 1.60 X 1.60 en laterales y 2.10 x 2.10 en centrales
- ✓ El mejoramiento a ejecutarse, deberá ser en el área de implantación, considerando 0.50 m. de sobrecancho por cada lado.

GERENTE



LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

ESTUDIO DE SUELO

TIPO DE SUELO: Arcilla café, mediana plasticidad, presencia de limos de consistencia semi dura.

$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

COHESION DEL SUELO = 3.10 Ton/m^2

PESO ESPECIFICO DEL SUELO = $1800 \text{ Kg/m}^3 = 1.8 \text{ Ton/m}^3$

PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION = 1.40 m

ANGULO DE FRICCION DEL SUELO = 30°

DIMENSION DE CADA LADO/DIAMETRO =

FACTOR DE SEGURIDAD = 3.00

ARCILLA CAFÉ, MEDIANA PLASTICIDAD, PRESENCIA DE LIMOS DE CONSISTENCIA SEMI DURA

OBRA: EDIFICACION DE ESTRUCTURA METALICA DE CINCO PISOS EN LA UNIDAD EDUCATIVA TRES DE MARZO

SONDEO S-01

MUESTRA: S-01

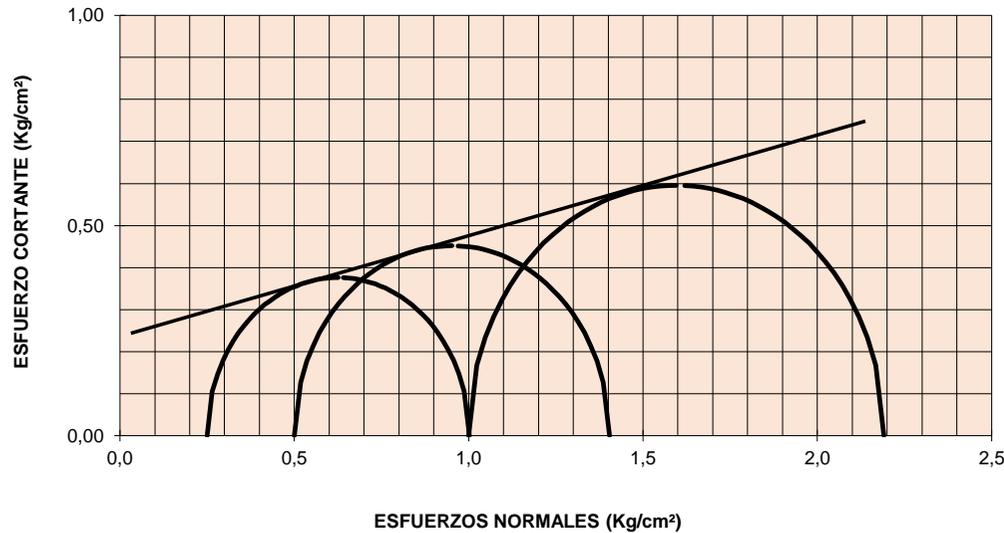
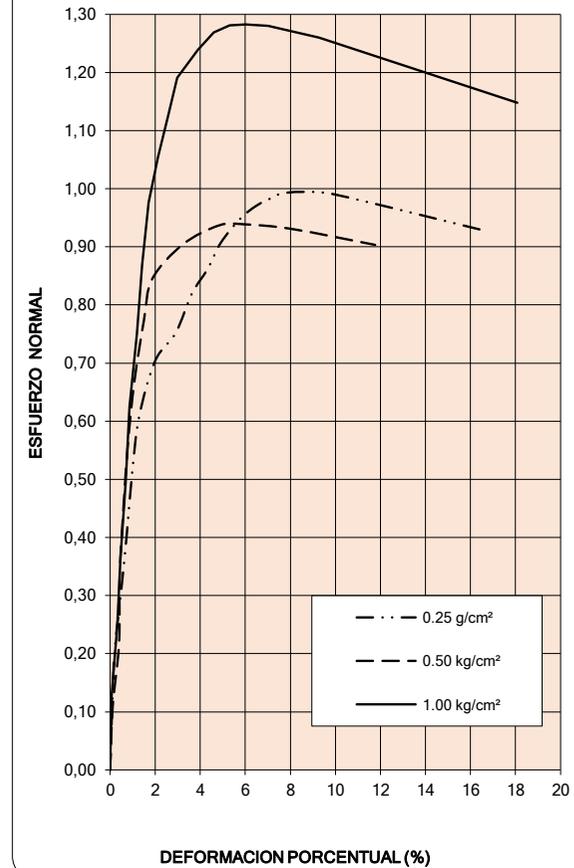
PROF.: 2,00 - 3,00 m

DESCRIPCION DEL SUELO

LIMO DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS VERDOSO

ENSAYO	RELACION DE VACIOS e	CONTENIDO DE AGUA W %	GRADO DE SATURACION G %	DEFORMACION UNITARIA %	ESFUERZO PRINCIPAL		VALORES PROMEDIO
					MENOR Kg/cm^2	MAYOR Kg/cm^2	
1	2,71	117,10%	99,87	3,200	0,25	1,002	$S_s = 2,31$ $\gamma_m = 1,35 \text{ Ton}/m^3$ $G_w = 97,06\%$ $e_i = 2,07$ $W_i = 115,94\%$
2	3,13	115,04%	94,44	3,220	0,50	1,404	
3	3,07	115,67%	96,87	2,980	1,00	2,191	

CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION



$C = 3,10 \text{ ton}/m^2$
 $\phi = 30 \text{ grados}$
 $E = 440 \text{ ton}/m^2$

Nomenclatura

C = Cohesión
 ϕ = Angulo de fricción interna
 E = Módulo de elasticidad



EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CINCO PISOS EN LA UNIDAD EDUCATIVA TRES DE MARZO

SONDEO S-01

LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGONES

Ing. Augusto Córdova Velóz
GERENTE

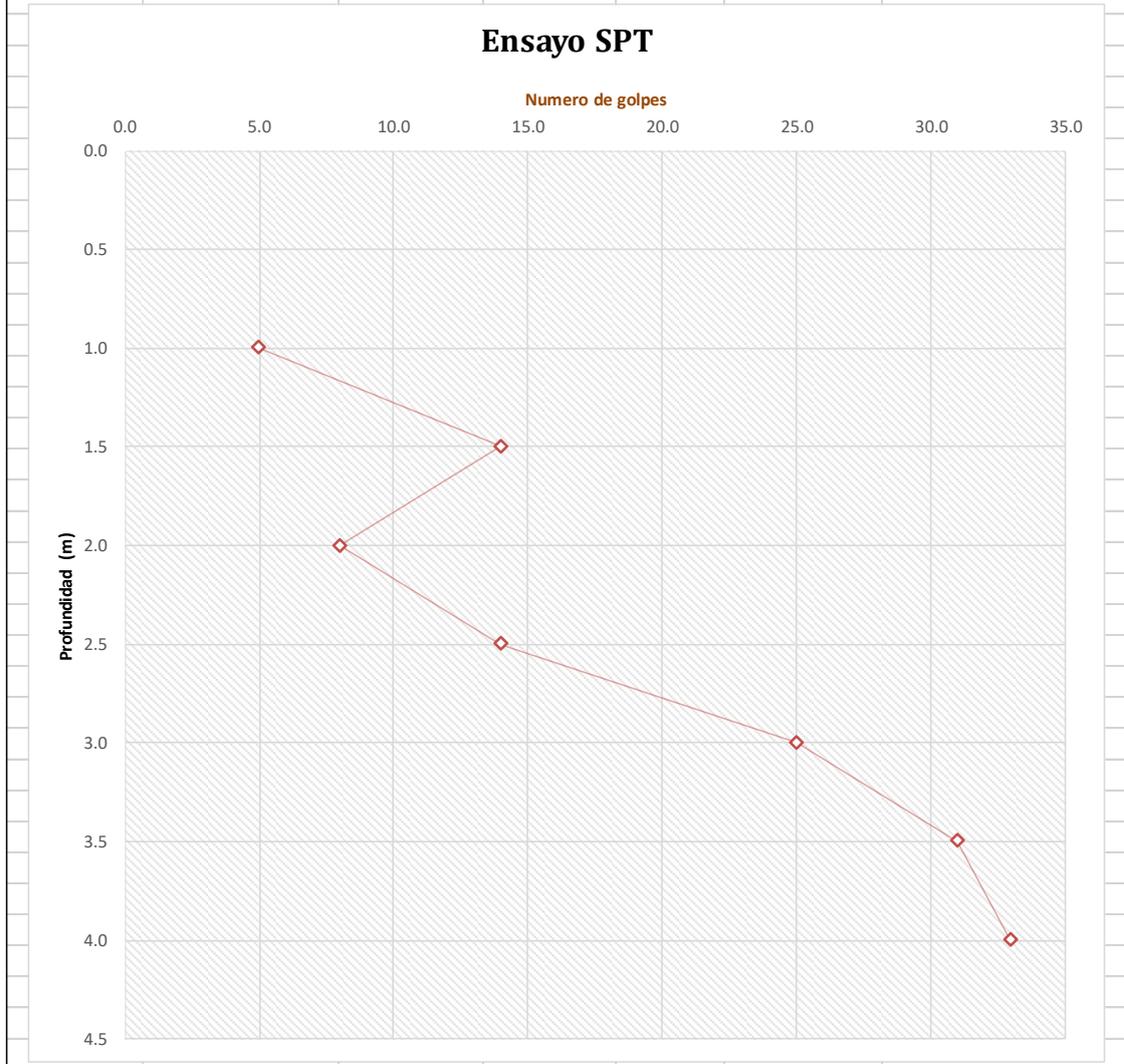
15.- ANEXOS.

15.1.- ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

PUNTO 1

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR														
CONTRATISTA:														
OBRA O PROYECTO:														
UBICACIÓN:		Chimbo	ORDEN N°:		-									
ID. DE MUESTRA:		Sondeo 1												
FECHA:		15/12/2021	NORMA:		ASTM D 1586									
<i>COTA</i>	<i>PROFUNDIDAD (cm)</i>	<i>NSPT (PARCIAL)</i>	<i>NSPT (TOTAL)</i>	<i>NSPT (MEDIO)</i>	<i>TIPO DE PERFIL</i>	<i>CLASIFICACIÓN SUCS</i>								
-0.55	55	Limpieza	10	31	D	SM (ARENA LIMOSA)								
-0.70	70	2												
-0.85	85	4												
-1.00	100	6												
-1.05	105	Limpieza	24			31	D	SM (ARENA LIMOSA)						
-1.20	120	8												
-1.35	135	12												
-1.50	150	12												
-1.55	155	Limpieza	15					31	D	SM (ARENA LIMOSA)				
-1.70	170	10												
-1.85	185	8												
-2.00	200	7												
-2.05	205	Limpieza	24							31	D	SM (ARENA LIMOSA)		
-2.20	220	8												
-2.35	235	10												
-2.50	250	14												
-2.55	255	Limpieza	41									31	D	SM (ARENA LIMOSA)
-2.70	270	16												
-2.85	285	21												
-3.00	300	20												
-3.05	305	Limpieza	49	31	D									SM (ARENA LIMOSA)
-3.20	320	12												
-3.35	335	25												
-3.50	350	24												
-3.55	355	Limpieza	51			31	D							SM (ARENA LIMOSA)
-3.70	370	12												
-3.85	385	25												
-4.00	400	26												

CALCULOS						
CONTRATISTA:						
OBRA O PROYECTO:						
UBICACIÓN:		Chimbo	ORDEN N°:		-	
ID. DE MUESTRA:		Sondeo 1	NORMA:		ASTM D 1586	
FECHA:		15/12/2021				
<i>PROFUNDIDAD (cm)</i>	<i>N60</i>	<i>VELOCIDAD DE ONDA</i>	<i>CN</i>	<i>NI</i>	<i>ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA</i>	<i>COHESIÓN</i>
1.0	5.0	107.10	2.703763843	14	34.43	0.373
1.5	14.0	155.15	2.382173205	33	42.66	0.258
2.0	8.0	126.84	2.260313027	18	36.69	0.326
2.5	14.0	155.15	1.797621108	25	39.69	0.258
3.0	25.0	191.17	1.707887791	43	45.64	0.171
3.5	31.0	206.56	1.507732066	47	46.83	0.134
4.0	33.0	211.26	1.369527966	45	46.38	0.123



PUNTO 2

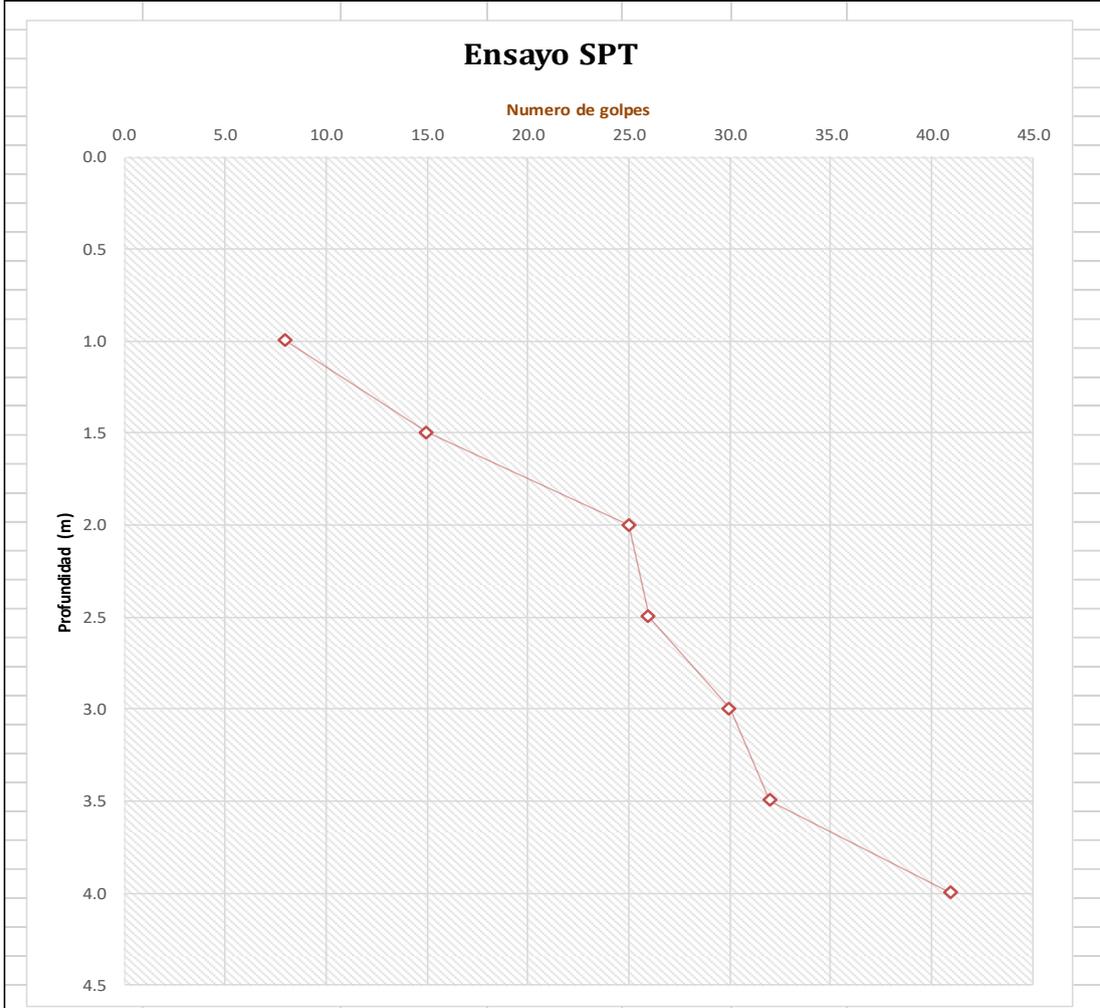
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR														
CONTRATISTA:														
OBRA O PROYECTO:														
UBICACIÓN:		Chimbo		ORDEN N°:	-									
ID. DE MUESTRA:		Sondeo 2												
FECHA:		15/12/2021		NORMA:	ASTM D 1586									
<i>COTA</i>	<i>PROFUNDIDAD (cm)</i>	<i>NSPT (PARCIAL)</i>	<i>NSPT (TOTAL)</i>	<i>NSPT (MEDIO)</i>	<i>TIPO DE PERFIL</i>	<i>CLASIFICACIÓN SUCS</i>								
-0.55	55	Limpieza	14	41	D	SM (ARENA LIMOSA)								
-0.70	70	6												
-0.85	85	5												
-1.00	100	9												
-1.05	105	Limpieza	26			41	D	SM (ARENA LIMOSA)						
-1.20	120	12												
-1.35	135	12												
-1.50	150	14												
-1.55	155	Limpieza	43					41	D	SM (ARENA LIMOSA)				
-1.70	170	9												
-1.85	185	18												
-2.00	200	25												
-2.05	205	Limpieza	44							41	D	SM (ARENA LIMOSA)		
-2.20	220	11												
-2.35	235	16												
-2.50	250	28												
-2.55	255	Limpieza	48									41	D	SM (ARENA LIMOSA)
-2.70	270	9												
-2.85	285	22												
-3.00	300	26												
-3.05	305	Limpieza	50	41	D									SM (ARENA LIMOSA)
-3.20	320	15												
-3.35	335	24												
-3.50	350	26												
-3.55	355	Limpieza	64			41	D							SM (ARENA LIMOSA)
-3.70	370	17												
-3.85	385	29												
-4.00	400	35												

--	--	--	--	--	--	--

CALCULOS

CONTRATISTA:						
OBRA O PROYECTO:						
UBICACIÓN:	Chimbo	ORDEN N°:	-			
ID. DE MUESTRA:	Sondeo 2	NORMA:	ASTM D 1586			
FECHA:	15/12/2021					

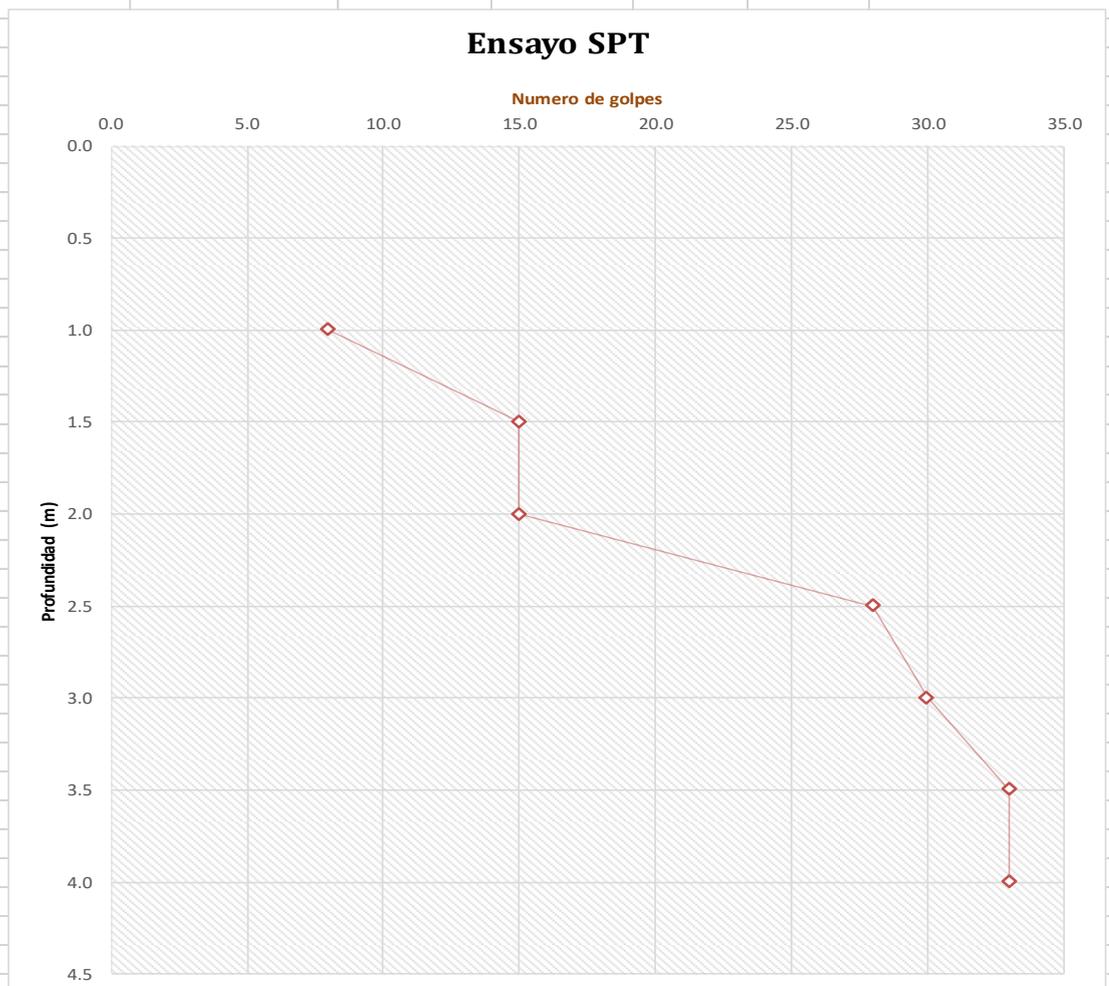
<i>PROFUNDIDAD (cm)</i>	<i>N60</i>	<i>VELOCIDAD DE ONDA</i>	<i>CN</i>	<i>NI</i>	<i>ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA</i>	<i>COHESIÓN</i>
1.0	8.0	126.84	2.703763843	22	38.25	0.326
1.5	15.0	159.05	2.801260766	42	45.44	0.248
2.0	25.0	191.17	1.966557995	49	47.52	0.171
2.5	26.0	193.88	1.630810574	42	45.55	0.165
3.0	30.0	204.13	1.659203674	50	47.69	0.140
3.5	32.0	208.93	1.343432194	43	45.73	0.129
4.0	41.0	228.43				



PUNTO 3

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR														
CONTRATISTA:														
OBRA O PROYECTO:														
UBICACIÓN:		Chimbo	ORDEN N°:		-									
ID. DE MUESTRA:		Sondeo 3												
FECHA:		15/12/2021	NORMA:		ASTM D 1586									
<i>COTA</i>	<i>PROFUNDIDAD (cm)</i>	<i>NSPT (PARCIAL)</i>	<i>NSPT (TOTAL)</i>	<i>NSPT (MEDIO)</i>	<i>TIPO DE PERFIL</i>	<i>CLASIFICACIÓN SUCS</i>								
-0.55	55	Limpieza	14	38	D	SM (ARENA LIMOSA)								
-0.70	70	5												
-0.85	85	7												
-1.00	100	7												
-1.05	105	Limpieza	26			38	D	SM (ARENA LIMOSA)						
-1.20	120	9												
-1.35	135	10												
-1.50	150	16												
-1.55	155	Limpieza	26					38	D	SM (ARENA LIMOSA)				
-1.70	170	12												
-1.85	185	13												
-2.00	200	13												
-2.05	205	Limpieza	47							38	D	SM (ARENA LIMOSA)		
-2.20	220	15												
-2.35	235	19												
-2.50	250	28												
-2.55	255	Limpieza	49									38	D	SM (ARENA LIMOSA)
-2.70	270	18												
-2.85	285	21												
-3.00	300	28												
-3.05	305	Limpieza	52	38	D									SM (ARENA LIMOSA)
-3.20	320	21												
-3.35	335	25												
-3.50	350	27												
-3.55	355	Limpieza	51			38	D							SM (ARENA LIMOSA)
-3.70	370	19												
-3.85	385	24												
-4.00	400	27												

CALCULOS						
CONTRATISTA:						
OBRA O PROYECTO:						
UBICACIÓN:		Chimbo	ORDEN N°:		-	
ID. DE MUESTRA:		Sondeo 3	NORMA:		ASTM D 1586	
FECHA:		15/12/2021				
PROFUNDIDAD (cm)	N60	VELOCIDAD DE ONDA	CN	NI	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	COHESIÓN
1.0	8.0	126.84	2.517312698	20	37.61	0.326
1.5	15.0	159.05	2.206806909	33	42.58	0.248
2.0	15.0	159.05	2.199317119	33	42.54	0.248
2.5	28.0	199.13	1.637909398	46	46.58	0.152
3.0	30.0	204.13	1.831545709	55	49.09	0.140
3.5	33.0	211.26	1.359423425	45	46.28	0.123
4.0	33.0	211.26	1.361881184	45	46.31	0.123



Materiales

Acero

$F_y := 36 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia
$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Hormigón

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión (kgf/cm ²)
--	---

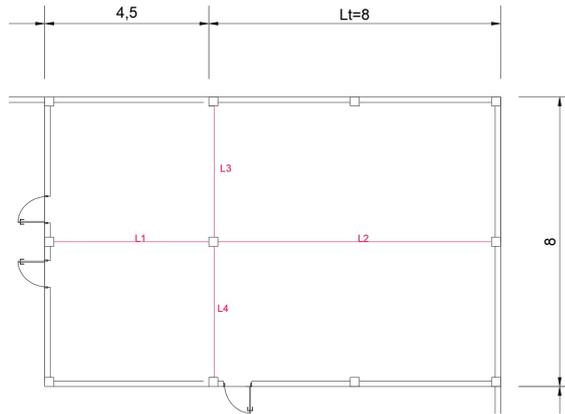
Datos arquitectónicos

$L1 := 4.5 \text{ m}$	
$L2 := 8 \text{ m}$	
$L3 := 4 \text{ m}$	
$L4 := 4 \text{ m}$	
$L := 3.5 \text{ m}$	Altura de piso
$No := 5$	Número de pisos

$D := 0.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga muerta
---	--------------

$Li := 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga viva
--	------------

$Cu := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot Li = 1.16 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga última
--	--------------



Sección del perfil

$b := 36 \text{ cm}$
$h := 36 \text{ cm}$
$e := 1.2 \text{ cm}$

$$As := (b \cdot e + ((h - 2 \cdot e) \cdot e)) \cdot 2 = 167.04 \text{ cm}^2$$

$ma := As \cdot da = 131.126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Masa por metro
--	----------------

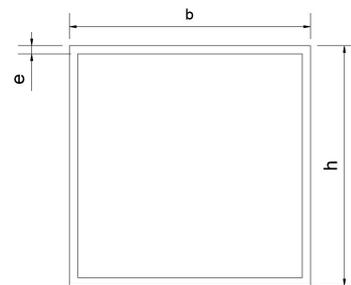
$wa := ma \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = (1.286 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$	Peso por metro
--	----------------

$$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12} - \left(\frac{(b - 2 \cdot e) \cdot (h - 2 \cdot e)^3}{12} \right) = (3.376 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12} - \left(\frac{(h - 2 \cdot e) \cdot (b - 2 \cdot e)^3}{12} \right) = (3.376 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

Inercia en X

Inercia en Y



Predimensionamiento del sistema estructural

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = (1.875 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en X}$$

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{b} = (1.875 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en Y}$$

$$Z_x := \frac{e \cdot b^2}{2} + e \cdot (h - 2 \cdot e) \cdot (b - e) = (2.181 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

$$Z_y := \frac{e \cdot b^2}{2} + e \cdot (h - 2 \cdot e) \cdot (b - e) = (2.181 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 14.215 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 14.215 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

COMPRESIÓN

Solicitaciones de la columna

$$a_t := \left(\frac{L1}{2} \cdot \frac{L2}{2} \right) + \left(\frac{L3}{2} \cdot \frac{L4}{2} \right) \quad \text{Área tributaria o compartida en la columna}$$

$$a_t = 13 \text{ m}^2$$

$$P_u := a_t \cdot C_u \cdot N_o \cdot 1.15$$

$$P_u = 86.71 \text{ tonf} \quad \text{Demanda del elemento}$$

Verificación de elementos de alta ductilidad

$$C_a := \frac{P_u}{0.9 \cdot A_s \cdot F_y}$$

$$C_a = 0.207$$

$$0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2.93 - C_a) = 60.401$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$60.378 > 42.919$$

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ⁹⁴	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75 C_a)$	
Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	

$$\frac{h}{e} = 30$$

$$30 < 60.378$$

Elemento de alta ductilidad

Cálculos de la adición de hormigón relleno

$$A_c := (b \cdot h) - A_s \quad \text{Área del hormigón}$$

$$A_c = (1.129 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$Fy' := Fy + \left(0.85 \cdot f'c \cdot \frac{Ac}{As} \right) \quad \text{Modificación del } Fy; \text{ Recomendación}$$

$$Fy' = (3.737 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E' := E + \left(0.4 \cdot 12600 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{Ac}{As} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E' = (2.594 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Longitud Efectiva

- K Factor de longitud efectiva $K := 1$ Método de cálculo directo
 KL Longitud efectiva del miembro
 L Longitud no arriostrada lateralmente del miembro
 r Radio de giro del eje menor

Pandeo elástico e inelástico - Sin relleno de hormigón

$$\frac{K \cdot L}{rx} = 24.621$$

$$\frac{K \cdot L}{ry} = 24.621$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.669$$

$$\frac{K \cdot L}{rx} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$Fex := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{rx} \right)^2}$$

$$Fey := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{ry} \right)^2}$$

Esfuerzo de pandeo crítico elástico
- esfuerzo de Euler

$$Fex = 927.934 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fey = 927.934 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcrx := \left(0.658 \frac{Fy}{Fex} \right) \cdot Fy$$

$$Fcry := \left(0.658 \frac{Fy}{Fey} \right) \cdot Fy$$

Esfuerzo de
pandeo por flexión

$$Fcrx = 2.786 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcry = 2.786 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Pnx := Fcrx \cdot As$$

$$Pny := Fcry \cdot As$$

Resistencia nominal

$$Pnx = 465.456 \text{ tonf}$$

$$Pny = 465.456 \text{ tonf}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$\phi_c := 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_{nx} = 418.911 \text{ tonf}$$

$$\phi_c \cdot P_{ny} = 418.911 \text{ tonf}$$

Resistencia a la compresión del elemento

$$D_{Cx} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nx}}$$

$$D_{Cy} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{ny}}$$

$$D_{Cx} = 0.207$$

$$D_{Cy} = 0.207$$

$\phi_c \cdot P_n$ debe ser mayor a P_u ; **Sí cumple**

Pandeo elástico e inelástico - Relleno de hormigón

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 24.621$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 24.621$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E'}{F_{y'}}} = 124.076$$

$$\frac{K \cdot L}{r_x} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E'}{F_{y'}}} \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$F_{ex'} := \frac{\pi^2 \cdot E'}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2}$$

$$F_{ey'} := \frac{\pi^2 \cdot E'}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2}$$

Esfuerzo de pandeo crítico elástico - esfuerzo de Euler

$$F_{ex'} = (1.146 \cdot 10^3) \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{ey'} = (1.146 \cdot 10^3) \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{crx'} := \left(0.658 \frac{F_{y'}}{F_{ex'}}\right) \cdot F_{y'}$$

$$F_{cry'} := \left(0.658 \frac{F_{y'}}{F_{ey'}}\right) \cdot F_{y'}$$

Esfuerzo de pandeo por flexión

$$F_{crx'} = 4.114 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cry'} = 4.114 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{nx'} := F_{crx'} \cdot A_s$$

$$P_{ny'} := F_{cry'} \cdot A_s$$

Resistencia nominal

$$P_{nx'} = 687.145 \text{ tonf}$$

$$P_{ny'} = 687.145 \text{ tonf}$$

$$\phi_c \cdot P_{nx'} = 618.43 \text{ tonf}$$

$$\phi_c \cdot P_{ny'} = 618.43 \text{ tonf}$$

Resistencia a la compresión del elemento

$$D_{Cx'} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nx'}}$$

$$D_{Cy'} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{ny'}}$$

$$D_{Cx'} = 0.14$$

$$D_{Cy'} = 0.14$$

$\phi_c \cdot P_n$ debe ser mayor a P_u ; **Sí cumple**

Predimensionamiento del sistema estructural

Condiciones para la aplicación de relleno de hormigón en las columnas:

- Porcentaje de acero. Al menos un 4%

$$A_{min} := \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100$$

$$A_{min} = 12.889 \quad \text{Sí cumple}$$

- Mínimo f'c del hormigón: 210 Sí cumple

- El espesor del material debe ser mayor al espesor mínimo

$$e_{min1} := b \cdot \sqrt[2]{\frac{F_y'}{3 \cdot E'}} \quad e_{min2} := h \cdot \sqrt[2]{\frac{F_y'}{3 \cdot E'}}$$

$$e_{min1} = 0.008 \text{ m}$$

$$e_{min2} = 0.008 \text{ m}$$

$$e = 0.012 \text{ m}$$

$$e > e_{min1} - 2 \quad \text{Sí cumple}$$

VERIFICACIÓN COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

Para columnas sin relleno de hormigón

Momento en la columna sobre el eje Y

$$M_{py} := Z_y \cdot \left(2 \cdot F_y - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{py} = 101.309 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento en la columna sobre el eje X

$$M_{px} := Z_x \cdot \left(2 \cdot F_y - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{px} = 101.309 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento generado por las vigas

$$M_{pr} := 68.538 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable ingresado del cálculo de las vigas principales (1 viga)}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$\frac{M_{py}}{2 \cdot M_{pr}} = 0.739 \quad \text{Esta relación debe ser mayor a 1 para cumplir el criterio de columna fuerte - viga débil}$$

No cumple

Para columnas con relleno de hormigón

Momento en la columna sobre el eje Y

$$M_{py}' := Z_y \cdot \left(2 \cdot F_{y'} - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{py}' = 159.31 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento en la columna sobre el eje X

$$M_{px}' := Z_x \cdot \left(2 \cdot F_{y'} - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{px}' = 159.31 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento generado por las vigas

$$M_{pr} = 68.538 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable ingresado del cálculo de las vigas principales (1 viga)}$$

$$\frac{M_{py}'}{2 \cdot M_{pr}} = 1.162 \quad \text{Esta relación debe ser mayor a 1 para cumplir el criterio de columna fuerte - viga débil}$$

Sí cumple

Predimensionamiento del sistema estructural

Materiales

Acero

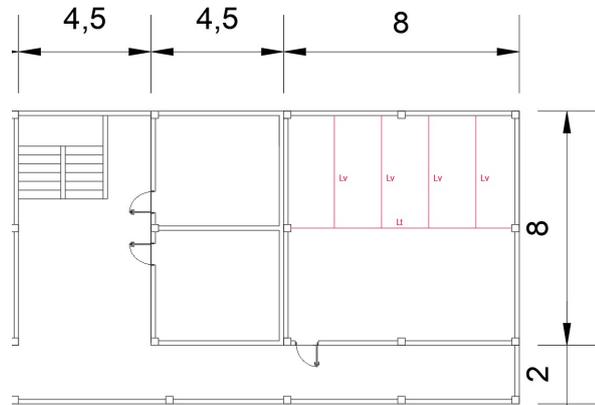
$F_y := 36 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia
$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Hormigón

$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión
---	--------------------------

Datos arquitectónicos

$L_t := 8 \text{ m}$	Longitud transversal
$L_v := 4 \text{ m}$	Longitud de la viga



$D := 0.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga muerta
---	--------------

$L := 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga viva
---	------------

$P_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.16 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga última
--	--------------

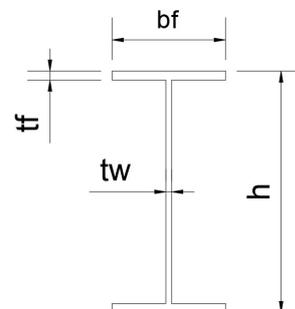
Sección del perfil

$bf := 17 \text{ cm}$
$tf := 1.5 \text{ cm}$
$h := 43 \text{ cm}$
$tw := 1 \text{ cm}$

$$A_s := bf \cdot tf \cdot 2 + (h - 2 \cdot tf) \cdot tw = 91 \text{ cm}^2$$

$ma := A_s \cdot da = 71.435 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Masa por metro
--	----------------

$wa := ma \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 700.563 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$	Peso por metro
---	----------------



$$I_x := \frac{(bf \cdot h^3)}{12} - \frac{((bf - tw) (h - 2 \cdot tf)^3)}{12} = (2.73 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

Inercia en X

$$I_y := \frac{(tf \cdot bf^3) \cdot 2}{12} - \frac{((h - 2 \cdot tf) tw^3)}{12} = (1.225 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

Inercia en Y

Predimensionamiento del sistema estructural

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = (1.27 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en X}$$

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{bf} = 144.108 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en Y}$$

$$Z_x := bf \cdot tf \cdot (h - tf) + tw \cdot \frac{(h - tf)^2}{4} = (1.489 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

$$Z_y := tf \cdot \frac{bf^2}{2} + (h - tf) \cdot \frac{tw^2}{4} = 227.125 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

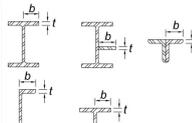
$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 17.321 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 3.669 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

PANDEO LOCAL

Elementos esbeltos - compresión

Ala

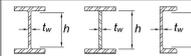
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	bf	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	---	------	-----------------------------	---

$$\lambda_{rala} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13 \quad \text{Límite de esbeltez en el ala}$$

$$eae := \frac{bf}{tf} = 11.333 \quad \text{Relación ancho espesor del elemento}$$

$\lambda_{rala} > eae$ Elemento no esbelto en el ala

Alma

5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	---------	-----------------------------	---

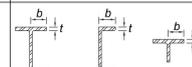
$$\lambda_{ralma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$eale := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{t_w} = 40$$

$\lambda_{ralma} > eal$ Elemento no esbelto en el alma

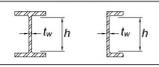
Elementos esbeltos - flexión

Ala

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	bf	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{pala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946 \quad \text{Lím. elem. compactos}$$

Alma

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{palma} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$eafa := \frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} = 5.667$$

Relación ancho
espesor del
elemento a
flexión

$$eafal := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{tw} = 40$$

$\lambda_{pala} > eafa$ Elemento ala compacta

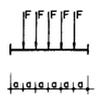
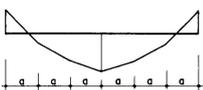
$\lambda_{palma} > eafal$ Elemento alma compacta

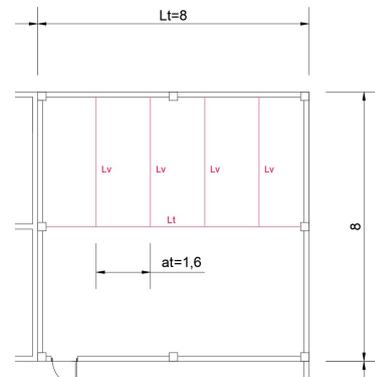
Conclusión: Elemento compacto

DISEÑO A FLEXIÓN

Viga principal Lt:8m

Momento último - Demanda de la viga

SOLICITACION	MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO	REACCIONES EN LOS APOYOS	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES
 <p>nº de fuerzas = n-1</p>	$\mu_A = \frac{F \cdot L^2 \cdot (n^2 - 1)}{12 \cdot n}$ $\mu_B = \frac{F \cdot L^2 \cdot (n^2 - 1)}{12 \cdot n}$	$R_A = \frac{n-1}{2} F$ $R_B = \frac{n-1}{2} F$	



$$Lv = 4 \text{ m}$$

$No := 4$ Número de vigas secundarias

$$at := \frac{Lt}{No + 1} = 1.6 \text{ m} \quad \text{Ancho tributario}$$

$$W := at \cdot Pu + (wa \cdot 1.2) = 1.95 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{s}^2} \quad \text{Peso total por metro de Lv}$$

$$Fi := \frac{W}{2} \cdot Lv = 3.901 \text{ tonf} \quad \text{Fuerza individual de Lv sobre Lt}$$

$$Fi2 := Fi \cdot 2 = 7.802 \text{ tonf} \quad \text{Fuerza individual de Lv sobre Lt cuando hay vigas secundarias a los dos lados de Lt}$$

$$\mu_A := \frac{Fi2 \cdot Lt \cdot ((No + 1)^2 - 1)}{12 \cdot (No + 1)}$$

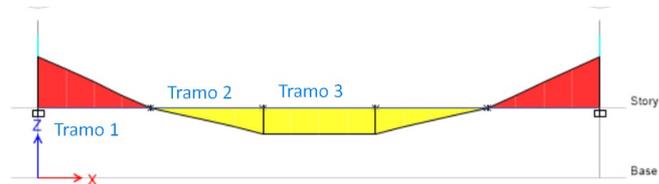
$$\mu_A = 24.966 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último de la viga o demanda

Predimensionamiento del sistema estructural

Cálculo de C_b

M_{max}	Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado
M_a	Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado
M_b	Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado
M_c	Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado



$$M_{max1} := 24.996 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{a1} := 18.7248 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{b1} := 12.4832 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{c1} := 6.2416 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$C_{b1} := \frac{12.5 \cdot M_{max1}}{2.5 M_{max1} + 3 M_{a1} + 4 M_{b1} + 3 M_{c1}}$$

$$C_{b1} = 1.668 \quad \text{En el tramo 1}$$

$$M_{max3} := 12.4832 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{a3} := 12.4832 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{b3} := 12.4832 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{c3} := 12.4832 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$C_{b3} := \frac{12.5 \cdot M_{max3}}{2.5 M_{max3} + 3 M_{a3} + 4 M_{b3} + 3 M_{c3}}$$

$$C_{b3} = 1 \quad \text{En el tramo 3}$$

$$C_b := 1 \quad \text{Se selecciona el menor valor de } C_b$$

Fluencia

$$M_p := F_y \cdot Z_x$$

$$M_{n1} := M_p \quad \text{Resistencia nominal en flexión}$$

$$M_{n1} = (3.768 \cdot 10^6) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Pandeo Lateral Torsional

Se aplica cuando $L_p < L_b < L_r$ _ elementos compactos

$$L_b := a_t = 1.6 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$L_p = 1.86 \text{ m}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite pandeo lateral torsional inelástico (**Lr**)

$c := 1$ En secciones simétricas tipo I

$$J := \frac{1}{3} \left((b_f \cdot t_f^3) \cdot 2 + (h - t_f) \cdot t_w^3 \right) \quad \text{Constante torsional de St. Venant}$$

$$J = 52.083 \text{ cm}^4$$

$h_o := h - t_f$ Distancia entre los centroides de las alas

$$h_o = 41.5 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad \text{Constante torsional de alabeo}$$

$$C_w = (5.274 \cdot 10^5) \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \frac{b_f}{\sqrt[2]{12 \left(1 + \frac{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w}{6 \cdot b_f \cdot t_f} \right)}} \quad \text{Radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma}$$

$$r_{ts} = 4.369 \text{ cm}$$

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

$$L_r = 5.884 \text{ m}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

1.86 > 1.6 < 5.884 **No cumple las condiciones para realizar el análisis de pandeo lateral torsional**

Se toma el momento $M_{n1} = 3,768 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

$$\phi_b := 0.9$$

$\phi M := \phi_b \cdot M_{n1}$ Resistencia de diseño en flexión

$$\phi M = (3.391 \cdot 10^6) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M = 37.384 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\mu_A = 24.966 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$D_{CF} := \frac{\mu_A}{\phi M} = 0.668$$

ϕM debe ser mayor a μ_A ; **Sí cumple**

DISEÑO A CORTE

Solicitaciones de corte

$$V_{ug} := \frac{N_o \cdot Fi2}{12}$$

$$V_{ug} = 2.601 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por gravedad}$$

$$M_{pr} := 1.1 \cdot R_y \cdot Z_x \cdot F_y$$

$$M_{pr} = 68.538 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable}$$

$$L_h := L_t - 2 h - 0.3 \text{ m} = 6.84 \text{ m} \quad \text{Longitud asumida entre rótulas plásticas}$$

$$V_{um} := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h}$$

$$V_{um} = 20.04 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por momento}$$

$$V_u := V_{ug} + V_{um}$$

$$V_u = 22.641 \text{ tonf} \quad \text{Cortante de la viga}$$

Resistencia a corte del elemento

$$\phi_v := 0.9$$

$$k_v := 5.34 \quad \text{Para almas sin atiesadores transversales}$$

$$\frac{1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w}} = 73.219$$

$$C_{v1} := 1$$

$$40 < 73.219 \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$A_w := h \cdot t_w = 43 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma}$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1}$$

$$V_n = 71.982 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 64.784 \text{ tonf}$$

$$D_{CC} := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.349$$

ϕV_n debe ser mayor a V_u ; **Sí cumple**

Predimensionamiento del sistema estructural

Materiales

Acero

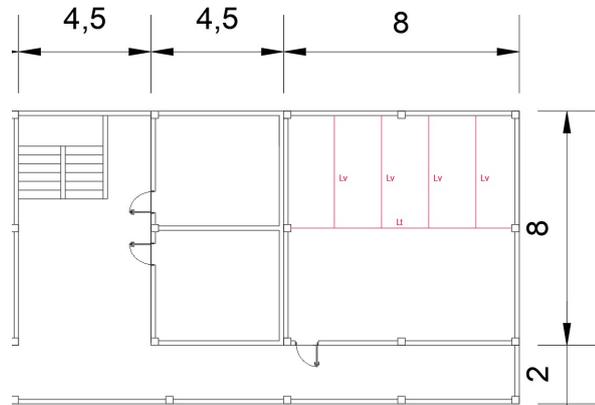
$F_y := 36 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia
$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Hormigón

$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión
---	--------------------------

Datos arquitectónicos

$L_t := 8 \text{ m}$	Longitud transversal
$L_v := 4 \text{ m}$	Longitud de la viga



$D := 0.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga muerta
---	--------------

$L := 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga viva
---	------------

$P_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.16 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga última
--	--------------

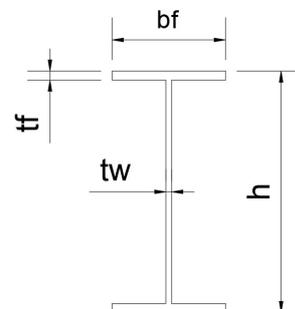
Sección del perfil

$bf := 10 \text{ cm}$	
$tf := 0.9 \text{ cm}$	
$h := 21.5 \text{ cm}$	
$tw := 0.6 \text{ cm}$	

$$A_s := bf \cdot tf \cdot 2 + (h - 2 \cdot tf) \cdot tw = 29.82 \text{ cm}^2$$

$ma := A_s \cdot da = 23.409 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Masa por metro
--	----------------

$wa := ma \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 229.569 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$	Peso por metro
---	----------------



$I_x := \frac{(bf \cdot h^3)}{12} - \frac{((bf - tw) (h - 2 \cdot tf)^3)}{12} = (2.293 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$	Inercia en X
--	--------------

$I_y := \frac{(tf \cdot bf^3) \cdot 2}{12} - \frac{((h - 2 \cdot tf) tw^3)}{12} = 149.645 \text{ cm}^4$	Inercia en Y
---	--------------

Predimensionamiento del sistema estructural

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = 213.312 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en X}$$

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{bf} = 29.929 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en Y}$$

$$Z_x := bf \cdot tf \cdot (h - tf) + tw \cdot \frac{(h - tf)^2}{4} = 249.054 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

$$Z_y := tf \cdot \frac{bf^2}{2} + (h - tf) \cdot \frac{tw^2}{4} = 46.854 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

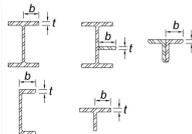
$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 8.769 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 2.24 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

PANDEO LOCAL

Elementos esbeltos - compresión

Ala

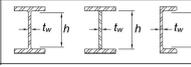
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	bf	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	---	------	-----------------------------	---

$$\lambda_{rala} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13 \quad \text{Límite de esbeltez en el ala}$$

$$eae := \frac{bf}{tf} = 11.111 \quad \text{Relación ancho espesor del elemento}$$

$\lambda_{rala} > eae$ Elemento no esbelto en el ala

Alma

5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	---------	-----------------------------	---

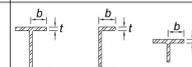
$$\lambda_{ralma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$eale := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{t_w} = 32.833$$

$\lambda_{ralma} > eal$ Elemento no esbelto en el alma

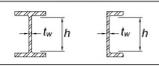
Elementos esbeltos - flexión

Ala

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	bf	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{pala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946 \quad \text{Lím. elem. compactos}$$

Alma

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{palma} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$eafa := \frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} = 5.556$$

Relación ancho
espesor del
elemento a
flexión

$$eafal := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{tw} = 32.833$$

$\lambda pala > eafa$ Elemento ala compacta

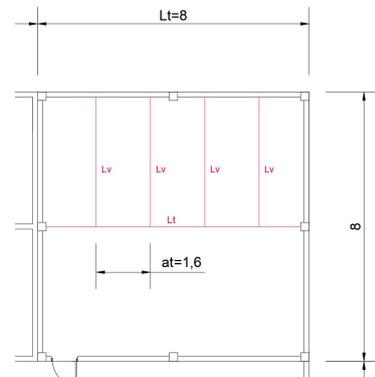
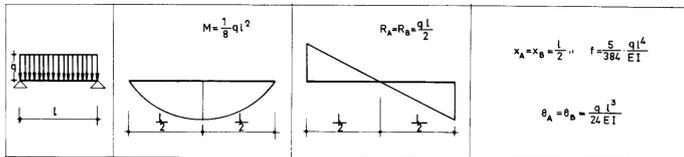
$\lambda palma > eafal$ Elemento alma compacta

Conclusión: Elemento compacto

DISEÑO A FLEXIÓN

Viga principal Lt:8m

Momento último - Demanda de la viga



$$Lv = 4 \text{ m}$$

$No := 4$ Número de vigas secundarias

$$at := \frac{Lt}{No + 1} = 1.6 \text{ m} \quad \text{Ancho tributario}$$

$$W := at \cdot Pu + (wa \cdot 1.2) = 1.887 \frac{s^2}{m} \cdot \frac{tonf}{s^2} \quad \text{Peso total por metro de Lv}$$

$$M := \frac{1}{8} \cdot W \cdot Lv^2$$

$$M = 3.774 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M = 3.774 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último de la viga o demanda

Cálculo de Cb

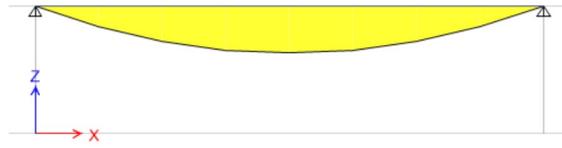
$Mmax$ Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

Ma Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado

Mb Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

Mc Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado

Predimensionamiento del sistema estructural



$$M_{max} := 3.774 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_a := 2.8305 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_b := 3.774 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_c := 2.8305 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c}$$

$$C_b = 1.136$$

Fluencia

$$M_p := F_y \cdot Z_x$$

$$M_{n1} := M_p \quad \text{Resistencia nominal en flexión}$$

$$M_{n1} = 6.949 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Pandeo Lateral Torsional

Se aplica cuando $L_p < L_b < L_r$ _ elementos compactos

$$L_b := L_v = 4 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia}$$

$$L_p = 1.136 \text{ m}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite pandeo lateral torsional inelástico (**Lr**)

$$c := 1 \quad \text{En secciones simétricas tipo I}$$

$$J := \frac{1}{3} \left((b_f \cdot t_f^3) \cdot 2 + (h - t_f) \cdot t_w^3 \right) \quad \text{Constante torsional de St. Venant}$$

$$J = 6.343 \text{ cm}^4$$

$$h_o := h - t_f \quad \text{Distancia entre los centroides de las alas}$$

$$h_o = 20.6 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad \text{Constante torsional de alabeo}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$C_w = (1.588 \cdot 10^4) \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \frac{bf}{\sqrt[2]{12 \left(1 + \frac{(h-2 \cdot tf) \cdot tw}{6 \cdot bf \cdot tf} \right)}}$$

Radio de giro del ala en compresión
más un sexto del alma

$$r_{ts} = 2.615 \text{ cm}$$

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt[2]{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt[2]{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

$$L_r = 3.855 \text{ m}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$1.136 < 4 > 3.855$$

Realizar el chequeo por pandeo lateral torsional
 $L_b > L_r$

Cuando $L_b > L_r$

$$M_{n2} = F_{cr} \cdot S_x$$

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt[2]{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$F_{cr} = (1.919 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión crítica}$$

$$M_{n2} := F_{cr} \cdot S_x$$

$$M_{n2} = 4.512 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Se toma el menor momento $M_{n2} = 4,512 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi M := \phi_b \cdot M_{n2} \quad \text{Resistencia de diseño en flexión}$$

$$\phi M = 4.061 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M = 3.774 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$D_C := \frac{M}{\phi M} = 0.929$$

ϕM debe ser mayor a M ; **Sí cumple**

DISEÑO A CORTE

Solicitaciones de corte

$$V_{ug} := \frac{W \cdot Lv}{2} - W \cdot Lv$$

$$V_{ug} = -3.774 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por gravedad}$$

$$M_{pr} := 1.1 \cdot R_y \cdot Z_x \cdot F_y$$

$$M_{pr} = 11.465 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable}$$

$$L_h := L_t - 2 h - 0.3 \text{ m} = 7.27 \text{ m} \quad \text{Longitud asumida entre rótulas plásticas}$$

$$V_{um} := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h}$$

$$V_{um} = 3.154 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por momento}$$

$$V_u := -V_{ug} + V_{um}$$

$$V_u = 6.928 \text{ tonf} \quad \text{Cortante de la viga}$$

Resistencia a corte del elemento

$$\phi_v := 0.9$$

$$k_v := 5.34 \quad \text{Para almas sin atiesadores transversales}$$

$$1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} = 73.219$$

$$\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = 32.833$$

$$C_{v1} := 1$$

$$32.833 < 73.219 \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$A_w := h \cdot t_w = 12.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma}$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1}$$

$$V_n = 21.595 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 19.435 \text{ tonf}$$

$$D_C := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.356$$

ϕV_n debe ser mayor a V_u ; **Sí cumple**

Predimensionamiento del sistema estructural

Materiales

Acero

$F_y := 36 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia
$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Hormigón

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión (kgf/cm ²)
--	---

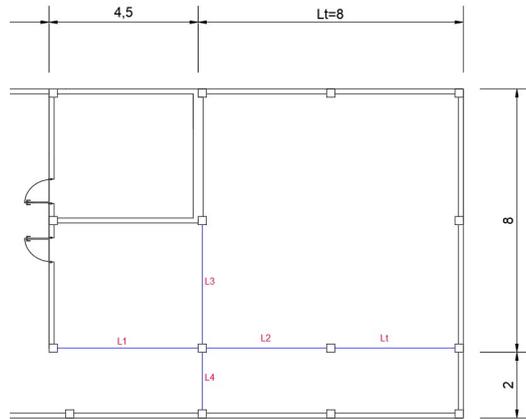
Datos arquitectónicos

$L1 := 4.5 \text{ m}$	
$L2 := 4 \text{ m}$	
$L3 := 4 \text{ m}$	
$L4 := 2 \text{ m}$	
$L := 3.5 \text{ m}$	Altura de piso
$No := 5$	Número de pisos

$D := 0.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga muerta
---	--------------

$Li := 0.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga viva
--	------------

$Cu := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot Li = 1.48 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga última
--	--------------



Sección del perfil

$b := 36 \text{ cm}$
$h := 36 \text{ cm}$
$e := 1 \text{ cm}$

$$As := (b \cdot e + ((h - 2 \cdot e) \cdot e)) \cdot 2 = 140 \text{ cm}^2$$

$ma := As \cdot da = 109.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Masa por metro
--	----------------

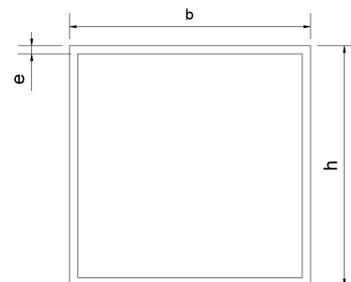
$wa := ma \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = (1.078 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$	Peso por metro
--	----------------

$$Ix := \frac{b \cdot h^3}{12} - \left(\frac{(b - 2 \cdot e) \cdot (h - 2 \cdot e)^3}{12} \right) = (2.861 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$Iy := \frac{h \cdot b^3}{12} - \left(\frac{(h - 2 \cdot e) \cdot (b - 2 \cdot e)^3}{12} \right) = (2.861 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

Inercia en X

Inercia en Y



Predimensionamiento del sistema estructural

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = (1.589 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en X}$$

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{b} = (1.589 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en Y}$$

$$Z_x := \frac{e \cdot b^2}{2} + e \cdot (h - 2 \cdot e) \cdot (b - e) = (1.838 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

$$Z_y := \frac{e \cdot b^2}{2} + e \cdot (h - 2 \cdot e) \cdot (b - e) = (1.838 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 14.295 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 14.295 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

COMPRESIÓN

Solicitaciones de la columna

$$a_t := \left(\frac{L1}{2} \cdot \frac{L2}{2} \right) + \left(\frac{L3}{2} \cdot \frac{L4}{2} \right) \quad \text{Área tributaria o compartida en la columna}$$

$$a_t = 6.5 \text{ m}^2$$

$$P_u := a_t \cdot C_u \cdot N_o \cdot 1.15$$

$$P_u = 55.315 \text{ tonf} \quad \text{Demanda del elemento}$$

Verificación de elementos de alta ductilidad

$$C_a := \frac{P_u}{0.9 \cdot A_s \cdot F_y}$$

$$C_a = 0.157$$

$$0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2.93 - C_a) = 61.496$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$61.771 > 42.919$$

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ^{9d}	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	For $C_a > 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75 C_a)$	
Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	

$$\frac{h}{e} = 36$$

$$36 < 61.771$$

Elemento de alta ductilidad

Cálculos de la adición de hormigón relleno

$$A_c := (b \cdot h) - A_s \quad \text{Área del hormigón}$$

$$A_c = (1.156 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$Fy' := Fy + \left(0.85 \cdot f'c \cdot \frac{Ac}{As} \right) \quad \text{Modificación del } Fy; \text{ Recomendación}$$

$$Fy' = (4.005 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E' := E + \left(0.4 \cdot 12600 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{Ac}{As} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E' = (2.703 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Longitud Efectiva

K Factor de longitud efectiva $K := 1$ Método de cálculo directo

KL Longitud efectiva del miembro

L Longitud no arriostrada lateralmente del miembro

r Radio de giro del eje menor

Pandeo elástico e inelástico - Sin relleno de hormigón

$$\frac{K \cdot L}{rx} = 24.485$$

$$\frac{K \cdot L}{ry} = 24.485$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.669$$

$$\frac{K \cdot L}{rx} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$Fex := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{rx} \right)^2}$$

$$Fey := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{ry} \right)^2}$$

Esfuerzo de pandeo crítico elástico
- esfuerzo de Euler

$$Fex = 933.093 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fey = 933.093 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcrx := \left(0.658 \frac{Fy}{Fex} \right) \cdot Fy$$

$$Fcry := \left(0.658 \frac{Fy}{Fey} \right) \cdot Fy$$

Esfuerzo de
pandeo por flexión

$$Fcrx = 2.787 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcry = 2.787 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$Pnx := Fcrx \cdot As$$

$$Pny := Fcry \cdot As$$

Resistencia nominal

$$Pnx = 390.112 \text{ tonf}$$

$$Pny = 390.112 \text{ tonf}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$\phi_c := 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_{nx} = 351.101 \text{ tonf}$$

$$\phi_c \cdot P_{ny} = 351.101 \text{ tonf}$$

Resistencia a la compresión del elemento

$$D_{Cx} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nx}}$$

$$D_{Cy} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{ny}}$$

$$D_{Cx} = 0.158$$

$$D_{Cy} = 0.158$$

$\phi_c \cdot P_n$ debe ser mayor a P_u ; **Sí cumple**

Pandeo elástico e inelástico - Relleno de hormigón

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 24.485$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 24.485$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E'}{F_{y'}}} = 122.363$$

$$\frac{K \cdot L}{r_x} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E'}{F_{y'}}} \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$F_{ex'} := \frac{\pi^2 \cdot E'}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2}$$

$$F_{ey'} := \frac{\pi^2 \cdot E'}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2}$$

Esfuerzo de pandeo crítico elástico - esfuerzo de Euler

$$F_{ex'} = (1.201 \cdot 10^3) \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{ey'} = (1.201 \cdot 10^3) \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{crx'} := \left(0.658 \frac{F_{y'}}{F_{ex'}}\right) \cdot F_{y'}$$

$$F_{cry'} := \left(0.658 \frac{F_{y'}}{F_{ey'}}\right) \cdot F_{y'}$$

Esfuerzo de pandeo por flexión

$$F_{crx'} = 4.408 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cry'} = 4.408 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{nx'} := F_{crx'} \cdot A_s$$

$$P_{ny'} := F_{cry'} \cdot A_s$$

Resistencia nominal

$$P_{nx'} = 617.108 \text{ tonf}$$

$$P_{ny'} = 617.108 \text{ tonf}$$

$$\phi_c \cdot P_{nx'} = 555.397 \text{ tonf}$$

$$\phi_c \cdot P_{ny'} = 555.397 \text{ tonf}$$

Resistencia a la compresión del elemento

$$D_{Cx'} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nx'}}$$

$$D_{Cy'} := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{ny'}}$$

$$D_{Cx'} = 0.1$$

$$D_{Cy'} = 0.1$$

$\phi_c \cdot P_n$ debe ser mayor a P_u ; **Sí cumple**

Condiciones para la aplicación de relleno de hormigón en las columnas:

Predimensionamiento del sistema estructural

- Porcentaje de acero. Al menos un 4%

$$A_{min} := \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100$$

$$A_{min} = 10.802 \quad \text{Sí cumple}$$

- Mínimo f'c del hormigón: 210 Sí cumple

- El espesor del material debe ser mayor al espesor mínimo

$$e_{min1} := b \cdot \sqrt[2]{\frac{F_y'}{3 \cdot E'}} \quad e_{min2} := h \cdot \sqrt[2]{\frac{F_y'}{3 \cdot E'}}$$

$$e_{min1} = 0.008 \text{ m}$$

$$e_{min2} = 0.008 \text{ m}$$

$$e = 0.01 \text{ m}$$

$$e > e_{min1} - 2 \quad \text{Sí cumple}$$

VERIFICACIÓN COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

Para columnas sin relleno de hormigón

Momento en la columna sobre el eje Y

$$M_{py} := Z_y \cdot \left(2 \cdot F_y - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{py} = 89.489 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento en la columna sobre el eje X

$$M_{px} := Z_x \cdot \left(2 \cdot F_y - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{px} = 89.489 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento generado por las vigas

$$M_{pr} := 68.538 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable ingresado del cálculo de las vigas principales (1 viga)}$$

$$\frac{M_{py}}{2 \cdot M_{pr}} = 0.653$$

Esta relación debe ser mayor a 1 para cumplir el criterio de columna fuerte - viga débil

No cumple

Predimensionamiento del sistema estructural

Para columnas con relleno de hormigón

Momento en la columna sobre el eje Y

$$M_{py}' := Z_y \cdot \left(2 \cdot F_{y'} - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{py}' = 149.213 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento en la columna sobre el eje X

$$M_{px}' := Z_x \cdot \left(2 \cdot F_{y'} - \frac{P_u}{A_s} - \frac{P_u - \frac{P_u}{N_o}}{A_s} \right)$$

$$M_{px}' = 149.213 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento generado por las vigas

$$M_{pr} = 68.538 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable ingresado del cálculo de las vigas principales (1 viga)}$$

$$\frac{M_{py}'}{2 \cdot M_{pr}} = 1.089$$

Esta relación debe ser mayor a 1 para cumplir el criterio de columna fuerte - viga débil

Sí cumple

Predimensionamiento del sistema estructural

Materiales

Acero

$F_y := 36 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia
$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Hormigón

$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión
---	--------------------------

Datos arquitectónicos

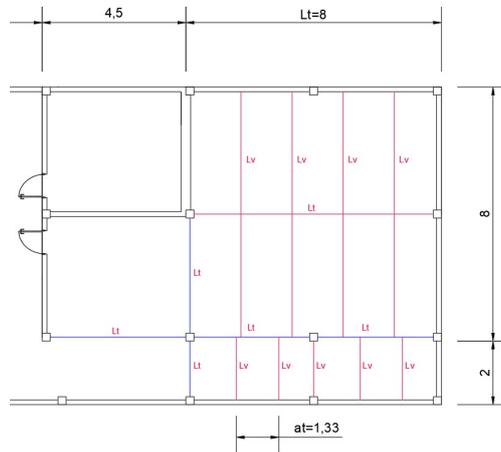
$L_t := 4 \text{ m}$ Longitud transversal

$L_v := 2 \text{ m}$ Longitud de la viga

$D := 0.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Carga muerta

$L := 0.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Carga viva

$P_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.48 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Carga última



Sección del perfil

$bf := 15 \text{ cm}$

$tf := 1.2 \text{ cm}$

$h := 35 \text{ cm}$

$tw := 0.8 \text{ cm}$

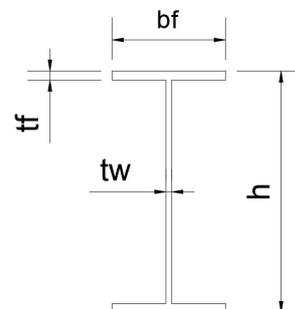
$A_s := bf \cdot tf \cdot 2 + (h - 2 \cdot tf) \cdot tw = 62.08 \text{ cm}^2$

$ma := A_s \cdot da = 48.733 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ Masa por metro

$wa := ma \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 477.923 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$ Peso por metro

$I_x := \frac{(bf \cdot h^3)}{12} - \frac{((bf - tw) (h - 2 \cdot tf)^3)}{12} = (1.26 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$

$I_y := \frac{(tf \cdot bf^3) \cdot 2}{12} - \frac{((h - 2 \cdot tf) tw^3)}{12} = 673.609 \text{ cm}^4$



Inercia en X

Inercia en Y

Predimensionamiento del sistema estructural

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = 719.772 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en X}$$

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{bf} = 89.815 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en Y}$$

$$Z_x := bf \cdot tf \cdot (h - tf) + tw \cdot \frac{(h - tf)^2}{4} = 836.888 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

$$Z_y := tf \cdot \frac{bf^2}{2} + (h - tf) \cdot \frac{tw^2}{4} = 140.408 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

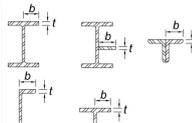
$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 14.244 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 3.294 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

PANDEO LOCAL

Elementos esbeltos - compresión

Ala

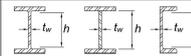
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	bf	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	---	------	-----------------------------	---

$$\lambda_{rala} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13 \quad \text{Límite de esbeltez en el ala}$$

$$eae := \frac{bf}{tf} = 12.5 \quad \text{Relación ancho espesor del elemento}$$

$\lambda_{rala} > eae$ Elemento no esbelto en el ala

Alma

5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	---------	-----------------------------	---

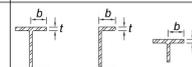
$$\lambda_{ralma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$eale := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{t_w} = 40.75$$

$\lambda_{ralma} > eal$ Elemento no esbelto en el alma

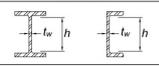
Elementos esbeltos - flexión

Ala

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	bf	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{pala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946 \quad \text{Lím. elem. compactos}$$

Alma

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{palma} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$eafa := \frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} = 6.25$$

Relación ancho
espesor del
elemento a
flexión

$$eafal := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{tw} = 40.75$$

$\lambda_{pala} > eafa$ Elemento ala compacta

$\lambda_{palma} > eafal$ Elemento alma compacta

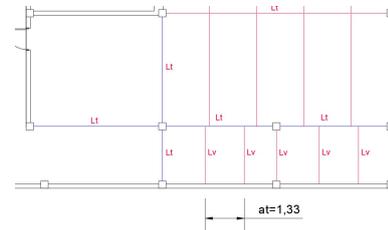
Conclusión: Elemento compacto

DISEÑO A FLEXIÓN

Viga principal Lt:8m

Momento último - Demanda de la viga

SOLICITACION	MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO	REACCIONES EN LOS APOYOS	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES
<p>nº de fuerzas = n-1</p>	$\mu_A = \frac{F \cdot L^2 \cdot (n^2 - 1)}{12 \cdot n}$ $\mu_B = -\frac{F \cdot L^2 \cdot (n^2 - 1)}{12 \cdot n}$	$R_A = \frac{n-1}{2} F$ $R_B = \frac{n+1}{2} F$	



$$Lv = 2 \text{ m}$$

$No := 2$ Número de vigas secundarias

$$at := \frac{Lt}{No + 1} = 1.333 \text{ m Ancho tributario}$$

$$W := at \cdot Pu + (wa \cdot 1.2) = 2.038 \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{s}^2} \quad \text{Peso total por metro de Lv}$$

$$Fi := \frac{W}{2} \cdot Lv = 2.038 \text{ tonf} \quad \text{Fuerza individual de Lv sobre Lt}$$

$$Fi2 := Fi \cdot 2 = 4.076 \text{ tonf} \quad \text{Fuerza individual de Lv sobre Lt cuando hay vigas secundarias a los dos lados de Lt}$$

$$\mu_A := \frac{Fi2 \cdot Lt \cdot ((No + 1)^2 - 1)}{12 \cdot (No + 1)}$$

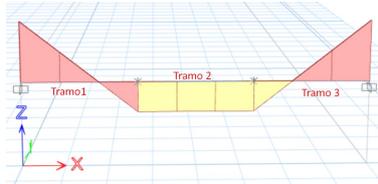
$$\mu_A = 3.623 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último de la viga o demanda

Predimensionamiento del sistema estructural

Cálculo de C_b

M_{max}	Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado
M_a	Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado
M_b	Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado
M_c	Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado



$$\begin{aligned}M_{max1} &:= 3.6231 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\M_{a1} &:= 2.2678 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\M_{b1} &:= 0.9126 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\M_{c1} &:= 0.4427 \text{ tonf} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

$$C_{b1} := \frac{12.5 \cdot M_{max1}}{2.5 M_{max1} + 3 M_{a1} + 4 M_{b1} + 3 M_{c1}}$$

$$C_{b1} = 2.173 \quad \text{En el tramo 1}$$

$$\begin{aligned}M_{max2} &:= 1.8116 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\M_{a2} &:= 1.8116 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\M_{b2} &:= 1.8116 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\M_{c2} &:= 1.8116 \text{ tonf} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

$$C_{b2} := \frac{12.5 \cdot M_{max2}}{2.5 M_{max2} + 3 M_{a2} + 4 M_{b2} + 3 M_{c2}}$$

$$C_{b2} = 1 \quad \text{En el tramo 3}$$

$$C_b := 1 \quad \text{Se selecciona el menor valor de } C_b$$

Fluencia

$$\begin{aligned}M_p &:= F_y \cdot Z_x \\M_{n1} &:= M_p \quad \text{Resistencia nominal en flexión}\end{aligned}$$

$$M_{n1} = (2.118 \cdot 10^6) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Pandeo Lateral Torsional

Se aplica cuando $L_p < L_b < L_r$ _ elementos compactos

$$L_b := a_t = 1.333 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$Lp = 1.67 \text{ m}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite pandeo lateral torsional inelástico (**Lr**)

$c := 1$ En secciones simétricas tipo I

$$J := \frac{1}{3} \left((bf \cdot tf^3) \cdot 2 + (h - tf) \cdot tw^3 \right) \quad \text{Constante torsional de St. Venant}$$

$$J = 23.049 \text{ cm}^4$$

$ho := h - tf$ Distancia entre los centroides de las alas

$$ho = 33.8 \text{ cm}$$

$$Cw := \frac{Iy \cdot ho^2}{4} \quad \text{Constante torsional de alabeo}$$

$$Cw = (1.924 \cdot 10^5) \text{ cm}^6$$

$$rts := \frac{bf}{\sqrt[2]{12 \left(1 + \frac{(h - 2 \cdot tf) \cdot tw}{6 \cdot bf \cdot tf} \right)}} \quad \text{Radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma}$$

$$rts = 3.886 \text{ cm}$$

$$Lr := 1.95 \cdot rts \cdot \frac{E}{0.7 Fy} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{Sx \cdot ho} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{Sx \cdot ho} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 Fy}{E} \right)^2}}$$

$$Lr = 5.189 \text{ m}$$

$$Lp < Lb < Lr$$

$1.67 > 1.33 < 5.189$ No cumple las condiciones para realizar el análisis de pandeo lateral torsional

Se toma el momento $Mn1 = 2,118 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

$$\phi b := 0.9$$

$\phi M := \phi b \cdot Mn1$ Resistencia de diseño en flexión

$$\phi M = (1.906 \cdot 10^6) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M = 21.014 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\mu_A = 3.623 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$D_{CF} := \frac{\mu_A}{\phi M} = 0.172$$

ϕM debe ser mayor a μ_A ; Sí cumple

DISEÑO A CORTE

Solicitaciones de corte

$$V_{ug} := \frac{N_o \cdot F_i2}{12}$$

$$V_{ug} = 0.679 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por gravedad}$$

$$M_{pr} := 1.1 \cdot R_y \cdot Z_x \cdot F_y$$

$$M_{pr} = 38.526 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable}$$

$$L_h := L_t - 2 \cdot h - 0.3 \text{ m} = 3 \text{ m} \quad \text{Longitud asumida entre rótulas plásticas}$$

$$V_{um} := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h}$$

$$V_{um} = 25.684 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por momento}$$

$$V_u := V_{ug} + V_{um}$$

$$V_u = 26.363 \text{ tonf} \quad \text{Cortante de la viga}$$

Resistencia a corte del elemento

$$\phi_v := 0.9$$

$$k_v := 5.34 \quad \text{Para almas sin atiesadores transversales}$$

$$1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} = 73.219 \quad C_{v1} := 1$$

$$\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = 40.75$$

$$40 < 73.219 \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$A_w := h \cdot t_w = 28 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma}$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_{v1}$$

$$V_n = 46.872 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 42.185 \text{ tonf}$$

$$D_{CC} := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.625$$

ϕV_n debe ser mayor a V_u ; **Sí cumple**

Predimensionamiento del sistema estructural

Materiales

Acero

$F_y := 36 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia
$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Hormigón

$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión
---	--------------------------

Datos arquitectónicos

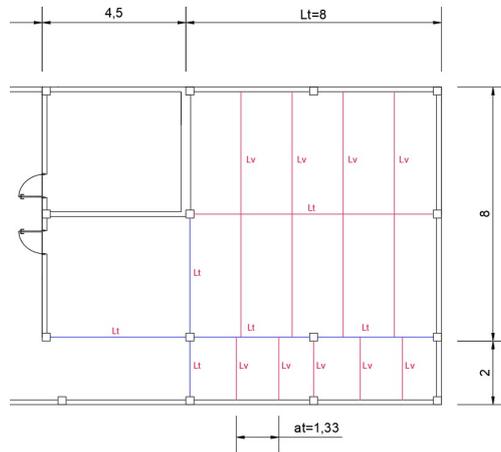
$L_t := 4 \text{ m}$ Longitud transversal

$L_v := 2 \text{ m}$ Longitud de la viga

$D := 0.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Carga muerta

$L := 0.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Carga viva

$P_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.48 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Carga última



Sección del perfil

$bf := 10 \text{ cm}$

$tf := 0.8 \text{ cm}$

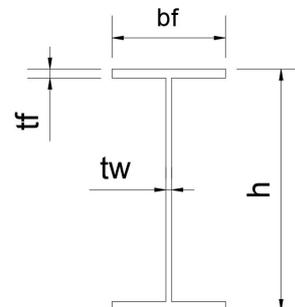
$h := 21.5 \text{ cm}$

$tw := 0.5 \text{ cm}$

$A_s := bf \cdot tf \cdot 2 + (h - 2 \cdot tf) \cdot tw = 25.95 \text{ cm}^2$

$ma := A_s \cdot da = 20.371 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ Masa por metro

$wa := ma \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 199.776 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$ Peso por metro



$I_x := \frac{(bf \cdot h^3)}{12} - \frac{((bf - tw) (h - 2 \cdot tf)^3)}{12} = (2.043 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$ Inercia en X

$I_y := \frac{(tf \cdot bf^3) \cdot 2}{12} - \frac{((h - 2 \cdot tf) tw^3)}{12} = 133.126 \text{ cm}^4$ Inercia en Y

Predimensionamiento del sistema estructural

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = 190.062 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en X}$$

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{bf} = 26.625 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico en Y}$$

$$Z_x := bf \cdot tf \cdot (h - tf) + tw \cdot \frac{(h - tf)^2}{4} = 219.161 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

$$Z_y := tf \cdot \frac{bf^2}{2} + (h - tf) \cdot \frac{tw^2}{4} = 41.294 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

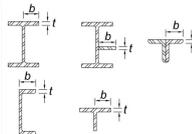
$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 8.873 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 2.265 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

PANDEO LOCAL

Elementos esbeltos - compresión

Ala

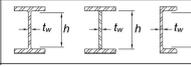
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	bf	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	---	------	-----------------------------	---

$$\lambda_{rala} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13 \quad \text{Límite de esbeltez en el ala}$$

$$eae := \frac{bf}{tf} = 12.5 \quad \text{Relación ancho espesor del elemento}$$

$\lambda_{rala} > eae$ Elemento no esbelto en el ala

Alma

5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	---------	-----------------------------	---

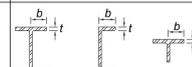
$$\lambda_{ralma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$eale := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{t_w} = 39.8$$

$\lambda_{ralma} > eale$ Elemento no esbelto en el alma

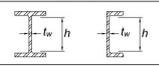
Elementos esbeltos - flexión

Ala

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	bf	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{pala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946 \quad \text{Lím. elem. compactos}$$

Alma

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{palma} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$eafa := \frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} = 6.25$$

Relación ancho
espesor del
elemento a
flexión

$$eafal := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{tw} = 39.8$$

$\lambda pala > eafa$ Elemento ala compacta

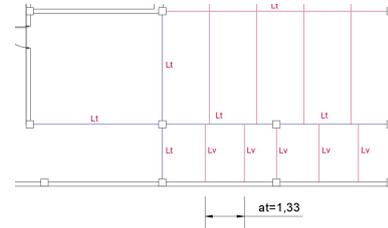
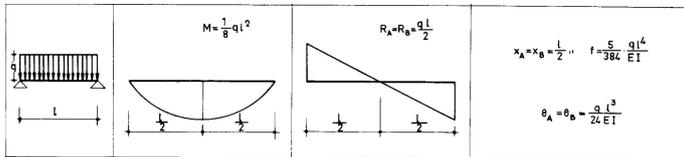
$\lambda palma > eafal$ Elemento alma compacta

Conclusión: Elemento compacto

DISEÑO A FLEXIÓN

Viga secundaria Lv:2m

Momento último - Demanda de la viga



$$Lv = 2 \text{ m}$$

$No := 2$ Número de vigas secundarias

$$at := \frac{Lv}{No + 1} = 1.333 \text{ m Ancho tributario}$$

$$W := at \cdot Pu + (wa \cdot 1.2) = 2 \frac{s^2}{m} \cdot \frac{tonf}{s^2} \quad \text{Peso total por metro de Lv}$$

$$M := \frac{1}{8} \cdot W \cdot Lv^2$$

$$M = 1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$M = 1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$ Momento último de la viga o demanda

Cálculo de Cb

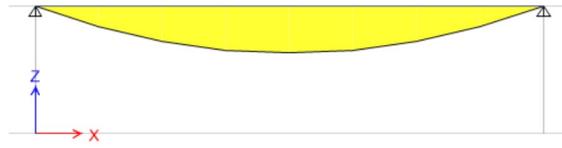
$Mmax$ Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

Ma Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado

Mb Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

Mc Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado

Predimensionamiento del sistema estructural



$$M_{max} := 1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_a := 0.75 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_b := 1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_c := 0.75 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c}$$

$$C_b = 1.136$$

Fluencia

$$M_p := F_y \cdot Z_x$$

$$M_{n1} := M_p \quad \text{Resistencia nominal en flexión}$$

$$M_{n1} = 6.115 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Pandeo Lateral Torsional

Se aplica cuando $L_p < L_b < L_r$ _ elementos compactos

$$L_b := L_v = 2 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia}$$

$$L_p = 1.148 \text{ m}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite pandeo lateral torsional inelástico (**Lr**)

$$c := 1 \quad \text{En secciones simétricas tipo I}$$

$$J := \frac{1}{3} \left((b_f \cdot t_f^3) \cdot 2 + (h - t_f) \cdot t_w^3 \right) \quad \text{Constante torsional de St. Venant}$$

$$J = 4.276 \text{ cm}^4$$

$$h_o := h - t_f \quad \text{Distancia entre los centroides de las alas}$$

$$h_o = 20.7 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad \text{Constante torsional de alabeo}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$C_w = (1.426 \cdot 10^4) \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \frac{bf}{\sqrt[2]{12 \left(1 + \frac{(h-2 \cdot tf) \cdot tw}{6 \cdot bf \cdot tf} \right)}}$$

Radio de giro del ala en compresión
más un sexto del alma

$$r_{ts} = 2.627 \text{ cm}$$

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

$$L_r = 3.61 \text{ m}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$1.148 < 2 < 3.61 \quad \text{Realizar el chequeo por pandeo lateral torsional}$$

$$M_{n2} := C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$M_{n2} = [6.004] \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Se toma el menor momento $M_{n2} = 6,004 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi M := \phi_b \cdot M_{n2} \quad \text{Resistencia de diseño en flexión}$$

$$\phi M = [5.403] \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M = 1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$D_{CF} := \frac{M}{\phi M} = [0.185]$$

ϕM debe ser mayor a M ; **Sí cumple**

DISEÑO A CORTE

Solicitaciones de corte

$$V_{ug} := \frac{W \cdot Lv}{2} - W \cdot Lv$$

$$V_{ug} = -2 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por gravedad}$$

$$M_{pr} := 1.1 \cdot R_y \cdot Z_x \cdot F_y$$

$$M_{pr} = 10.089 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable}$$

Predimensionamiento del sistema estructural

$$Lh := Lt - 2h - 0.3 \text{ m} = 3.27 \text{ m} \quad \text{Longitud asumida entre rótulas plásticas}$$

$$V_{um} := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{Lh}$$

$$V_{um} = 6.171 \text{ tonf} \quad \text{Cortante por momento}$$

$$V_u := -V_{ug} + V_{um}$$

$$V_u = 8.171 \text{ tonf} \quad \text{Cortante de la viga}$$

Resistencia a corte del elemento

$$\phi_v := 0.9$$

$$k_v := 5.34 \quad \text{Para almas sin atiesadores transversales}$$

$$1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} = 73.219$$
$$\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = 39.8$$

$$C_{v1} := 1$$

$$32.833 < 73.219 \quad \text{Se cumple la condición}$$

$$A_w := h \cdot t_w = 10.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma}$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1}$$

$$V_n = 17.996 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 16.196 \text{ tonf}$$

$$D_{CC} := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.505$$

ϕV_n debe ser mayor a V_u ; **Sí cumple**

Anexo 4

Pre-dimensionamiento de los elementos para las riostras

Materiales

Acero

$F_y := 36 \text{ ksi}$ Límite de fluencia

$E := 29000 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad

Datos arquitectónicos

$L_c := 3.69 \text{ m}$ Longitud efectiva arriostrada para elementos V

Propiedades de la sección

IPE 300 seleccionada para arriostramientos en V

$h := 30 \text{ cm}$

$bf := 15 \text{ cm}$

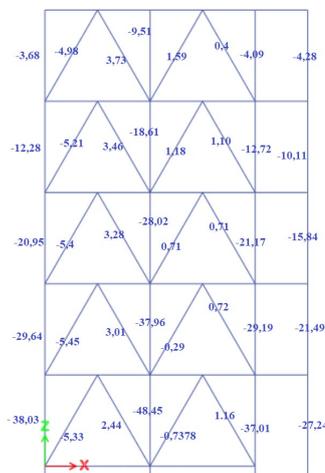
$tw := 0.71 \text{ cm}$

$tf := 1.07 \text{ cm}$

$ry := 3.35 \text{ cm}$

$Ag := 53.8 \text{ cm}^2$

Solicitaciones del sistema



Elementos de las riostras que se encuentran a tensión, con signo positivo

$P_{nmax} := 3.73 \text{ tonf}$

Elementos de las riostras que se encuentran a compresión, con signo negativo

$P_{cmax} := -5.45 \text{ tonf}$

Diagrama de cargas axiales aplicadas en los elementos combinación de carga crítica

Verificación de los elementos

$$\frac{L_c}{r_y} = 110.149$$

$$4 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 113.529$$

$$110.149 \leq 113.529$$

La sección se encuentra dentro del límite

Pre-dimensionamiento de los elementos para las riostras

Resistencia esperada de la riostra

Resistencia a tracción

$$\phi t := 0.75$$

$$Pn := Fy \cdot Ag$$

$$Pn = 150.102 \text{ tonf}$$

$$\phi t \cdot Pn = 112.577 \text{ tonf}$$

Demanda / Capacidad del elemento

$$DC_T := \frac{Pnmax}{\phi t \cdot Pn}$$

$$DC_T = 0.033 \quad \text{Cumple con las condiciones de carga}$$

Resistencia a compresión

$$Fcr := 19.677 \text{ ksi}$$

$$Fcr = (1.525 \cdot 10^4) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$Fe := \frac{\pi \cdot E}{\left(\frac{Lc}{ry}\right)^2}$$

$$Fe = 7.509 \text{ ksi}$$

$$Pc := \frac{1}{0.877} Fcr \cdot Ag$$

$$Pc = 93.55 \text{ tonf}$$

Demanda / Capacidad del elemento

$$DC_C := \frac{Pcmax}{Pc}$$

$$DC_C = -0.058 \quad \text{Cumple con las condiciones de carga}$$

Pre-dimensionamiento de los elementos para las riostras

Materiales

Acero

$F_y := 36 \text{ ksi}$ Límite de fluencia

$E := 29000 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad

Datos arquitectónicos

$L_c := 2.53 \text{ m}$ Longitud efectiva arriostrada para elementos V

Propiedades de la sección

IPE 200 seleccionada para arriostramientos en X

$h := 20 \text{ cm}$

$bf := 10 \text{ cm}$

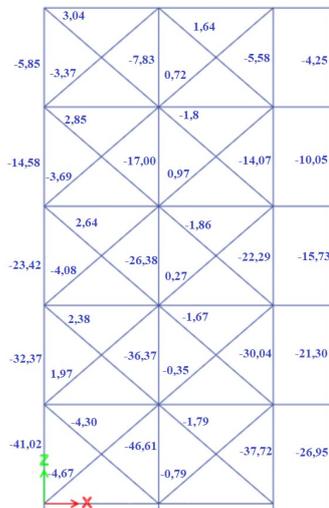
$tw := 0.56 \text{ cm}$

$tf := 0.85 \text{ cm}$

$r_y := 2.24 \text{ cm}$

$A_g := 28.5 \text{ cm}^2$

Solicitaciones del sistema



Elementos de las riostras que se encuentran a compresión, con signo negativo

$P_{cmax} := -4.67 \text{ tonf}$

Elementos de las riostras que se encuentran a tensión, con signo positivo

$P_{nmax} := 3.04 \text{ tonf}$

Diagrama de cargas axiales aplicadas en los elementos combinación de carga crítica

Verificación de los elementos

$$\frac{L_c}{r_y} = 112.946$$

$$4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.529$$

$112.946 \leq 113.529$ La sección se encuentra dentro del límite

Pre-dimensionamiento de los elementos para las riostras

Resistencia esperada de la riostra

Resistencia a tracción

$$\phi t := 0.75$$

$$Pn := Fy \cdot Ag$$

$$Pn = 79.515 \text{ tonf}$$

$$\phi t \cdot Pn = 59.636 \text{ tonf}$$

Demanda / Capacidad del elemento

$$DC_T := \frac{Pnmax}{\phi t \cdot Pn}$$

$$DC_T = 0.051 \quad \text{Cumple con las condiciones de carga}$$

Resistencia a compresión

$$Fcr := 19.677 \text{ ksi}$$

$$Fcr = (1.525 \cdot 10^4) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$Fe := \frac{\pi \cdot E}{\left(\frac{Lc}{ry}\right)^2}$$

$$Fe = 7.142 \text{ ksi}$$

$$Pc := \frac{1}{0.877} Fcr \cdot Ag$$

$$Pc = 49.557 \text{ tonf}$$

Demanda / Capacidad del elemento

$$DC_C := \frac{Pcmax}{Pc}$$

$$DC_C = -0.094 \quad \text{Cumple con las condiciones de carga}$$