

Área de Conocimiento de Arquitectura y Construcción

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ACERO DE 4 NIVELES HACIENDO USO DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF), UBICADO EN MANAGUA, APLICANDO NORMATIVAS AISC 341-22 Y AISC 358-22

Monografía para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Tutor:

Br. Leonardo Javier
Parajón Castellón

Carnet: 2018-0817U

Br. Jairo José
Carrillo Vega

Carnet: 2018-0773

MSc. Ing. Luis Manuel
Padilla Larios

Julio 2025
Managua, Nicaragua

RESUMEN

Esta investigación presenta el diseño estructural de un edificio de acero de cuatro niveles, ubicado en Managua, Nicaragua, empleando pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) como sistema estructural principal. Dado que la ciudad se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, se aplicaron normativas internacionales, como la AISC 341-22 y AISC 358-22, así como la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (2022), con el objetivo de garantizar la seguridad, funcionalidad y resiliencia de la estructura.

El objetivo principal fue diseñar una edificación capaz de soportar cargas laterales y sísmicas intensas mediante el sistema EBF, reconocido por su capacidad para disipar energía de manera eficiente a través de deformaciones controladas en los enlaces. Para lograrlo, se utilizaron herramientas como ETABS, Mathcad y Excel, que permitieron realizar simulaciones dinámicas precisas.

El documento está organizado en capítulos que abordan de manera integral el desarrollo del proyecto. En primer lugar, se presentan los antecedentes y la justificación del diseño, destacando la relevancia del uso de sistemas EBF en zonas de alta sismicidad. A continuación, se detallan los objetivos y las normativas aplicadas, seguidos de un marco teórico que proporciona los fundamentos técnicos del diseño sismorresistente. En los capítulos metodológicos, se describe de forma detallada el proceso de modelado, análisis estructural y diseño de los elementos principales, incluyendo vigas, columnas, arriostres y, finalmente, las conexiones. Los resultados obtenidos se analizan en función de su cumplimiento con las normativas internacionales y locales. Por último, el documento concluye con las principales conclusiones y recomendaciones, proyectando la viabilidad y aplicabilidad del sistema EBF en futuros proyectos de infraestructura en Nicaragua.

Los resultados obtenidos confirman que la estructura diseñada cumple con los requisitos de seguridad, resistencia y desempeño exigidos por las normativas internacionales y locales vigentes. Además, el sistema EBF ha demostrado ser eficaz al garantizar el control de desplazamientos, la estabilidad estructural y la optimización en el uso de materiales, consolidándose como una alternativa moderna y segura.

En resumen, este proyecto reafirma que el uso de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) es una solución práctica y eficiente para construcciones en zonas con alta actividad sísmica. Su implementación no solo fomenta un enfoque innovador en el diseño estructural, sino que también asegura que las edificaciones se adapten a las necesidades locales, fortaleciendo así los estándares de seguridad y resiliencia en regiones propensas a sismos.

Dedicatoria

En primer lugar, agradezco a Jesús, mi Dios y Salvador, por todas las bendiciones y bondades que ha derramado sobre mi vida. Todo lo que soy y todo lo que he logrado se lo debo a Él, pues bajo Su gracia he encontrado la sabiduría, la fortaleza y el empeño para culminar esta etapa tan significativa.

A mis abuelos, Sixta Leonor Alegría Bonilla (q. e. p. d.), Javier Ramón Castellón Zúñiga (q. e. p. d.) y Blanca María Aguirre Flores, por haberme criado con amor, inculcarme valores inquebrantables y motivarme a desarrollar mis capacidades y destrezas. A mis padres, Karen Castellón e Hilde Parajón, por su constante apoyo, motivación y compañía a lo largo de cada etapa de mi vida. A mis hermanas y tíos, quienes han sido una parte fundamental de mi existencia y a quienes llevo en mi corazón dondequiera que vaya.

A mi pareja y mejor amiga, Brandeth Castro, quien ha estado a mi lado desde el inicio de este sueño, animándome, acompañándome y alegrando cada día de esta etapa universitaria.

“Y todo lo que hagan, háganlo de corazón, como para el Señor y no como para la gente”

Colosenses 3:23

Leonardo Javier Parajón Castellón

Agradecimiento

Agradezco a Jesús por ser mi fuente inagotable de paz y sabiduría a lo largo de este camino. Su guía ha sido mi sostén en los momentos de mayor desafío, dándome la perseverancia necesaria para culminar esta etapa con éxito.

A mi familia y a mi pareja, por ser mi pilar y mi mayor fuente de inspiración. Su amor, apoyo incondicional y confianza en mí han sido fundamentales para alcanzar esta meta.

A mi tutor, MSc. Ing. Luis Manuel Padilla Larios, quien ha sido una inspiración profesional para mí desde el primer instante en que tuve el honor de ser su estudiante. Su excelencia como docente, profesional y ser humano ha dejado una huella imborrable en mi formación.

A mi compañero de tesis, Jairo Carrillo, por su amistad y por todas las horas de estudio compartidas, que hoy nos permiten ver materializado este esfuerzo en una realidad.

A la Gerencia de Ofiplaza San Dionisio, en especial al Arq. Edilson Escoto, por su invaluable apoyo en la facilitación del material necesario para el desarrollo de esta tesis. Su paciencia, orientación y conocimientos compartidos han sido fundamentales para la culminación de este trabajo. Agradecemos profundamente su disposición y compromiso en guiarnos durante este proceso, contribuyendo significativamente a nuestra formación académica y profesional.

Finalmente, a la Universidad Nacional de Ingeniería, mi alma mater, por brindarme la oportunidad de cursar mi carrera en una institución de tan alto prestigio. Prometo representarla con honor y gratitud dondequiera que el destino me lleve.

Leonardo Javier Parajón Castellón

Dedicatoria

Primeramente, a Dios, por acompañarme en cada paso de este camino. Desde el momento en que logré clasificar a la carrera de Ingeniería Civil hasta este último proceso que enfrento con dedicación y esfuerzo, su guía ha sido mi fortaleza.

A mis padres, Higinia Claribel Vega y Jairo José Carrillo, porque sin su amor, apoyo incondicional y sacrificio, este sueño no habría sido posible. Sus enseñanzas han sido el motor que me ha impulsado a seguir adelante y alcanzar esta meta.

A mi hermana, Arys Estefanía Carrillo Vega, por ser mi compañera de vida, mi apoyo constante y mi fuente de motivación.

A mis mascotas, Minino y Preciosa, quienes, desde el inicio de esta etapa universitaria, se convirtieron en mis fieles compañeros. En los días de estudio agotadores y las largas noches de trabajo, su compañía y cariño incondicional fueron un refugio de paz y alegría, recordándome siempre la importancia de los pequeños momentos de felicidad.

A cada persona que, de una u otra forma, ha sido parte de este camino, a mis profesores por compartir sus conocimientos, a mis amigos por su apoyo y a todas aquellas personas que han dejado una huella en mi formación. Cada uno ha contribuido a que este capítulo de mi vida sea posible y lleno de aprendizaje.

Dedicado con amor y gratitud.

Jairo José Carrillo Vega

Agradecimiento

La primera persona a quien quiero expresar mi más sincero agradecimiento es Jesús, quien ha sido mi guía, mi fortaleza y mi refugio en cada momento de este camino. Gracias por brindarme la inteligencia, la paciencia y la protección necesarias para superar cada desafío, por darme la capacidad de aprender y por estar presente en los momentos de incertidumbre, dándome la confianza de que todo esfuerzo tiene su recompensa.

A los creadores de Spotify, porque, aunque parezca un detalle menor, esta aplicación se convirtió en una pieza clave en mi proceso. Sin la compañía de la música durante las largas madrugadas de estudio y redacción, este camino habría sido aún más desafiante. La música fue mi compañera silenciosa, mi fuente de concentración y, muchas veces, el empujón que necesitaba para seguir adelante cuando la fatiga intentaba ganar la batalla.

A mi mejor amigo y compañero de tesis, Leonardo Parajón, quien ha sido un pilar fundamental desde el inicio de nuestra vida universitaria. Gracias por cada consejo, por cada conversación que nos ayudó a resolver problemas, por compartir el estrés y la satisfacción de cada logro, y por demostrar que el verdadero compañerismo se construye con esfuerzo, paciencia y trabajo en equipo. Este camino habría sido mucho más difícil sin su apoyo incondicional y su compromiso en cada etapa del proceso.

Finalmente, pero no por ello menos importante, a nuestra querida alma mater, la Universidad Nacional de Ingeniería, que ha sido nuestro segundo hogar durante estos años. Gracias por brindarnos el conocimiento, la formación y las herramientas necesarias para convertirnos en profesionales. Más allá de las aulas y los libros, esta universidad nos enseñó la importancia del esfuerzo, la disciplina y el deseo constante de superación.

Jairo José Carrillo Vega

INDICE

1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	3
1.3. Objetivos.....	6
1.4. Justificación	7
2. MARCO TEÓRICO	8
2.1. Análisis estructural	8
2.2. Estructuras de acero	8
2.3. Sistemas estructurales de acero	10
2.4. Tipos de pórticos arriostrados.....	13
2.5. Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF)	16
2.6. Métodos de análisis sísmicos lineales.....	22
2.7. Diseño de elementos estructurales	24
2.7.1.1. Diseño de eslabones o enlaces	25
2.7.1.2. Diseño de rigidizadores.....	25
2.8. Diseño de conexiones precalificadas para pórticos de acero resistentes a momentos (AISC 358-22)	27
2.9. Normativas y criterios de diseño	29
3. ANALISIS, DISEÑO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	36
3.1. Caracterización Estructural.....	36
3.2. Elaboración del Modelo	39
3.2.1.1. Diafragma.....	39
3.3. Cargas de diseño.....	40
3.3.1.1. Elementos no Estructurales (Sobrecarga).....	40
3.4. Parámetros sísmicos de la estructura	43

3.4.1.1 Clasificación por grupo de Importancia	43
3.4.1.2. Clasificación por categoría de diseño sísmico	44
3.4.1.3. Clasificación por irregularidad	44
3.4.1.4. Clasificación por material y Sistema Estructural	47
3.4.1.5. Parámetros de la Acción Sísmica	48
3.4.1.6. Coeficiente Sísmico	51
3.4.3.1. Períodos y masa participativa.....	53
3.4.3.2. Revisión del cortante basal.....	56
3.4.3.4. Revisión de los desplazamientos	58
3.4.3.5. Revisión de efectos de segundo orden	59
3.5. Procedimiento de modelación y análisis en Etabs.....	61
3.5.3.1. Definición de diafragma	65
3.5.4.1. Cargas Laterales.....	67
3.5.4.2. Cargas distribuidas en los elementos.....	68
3.5.4.3. Casos de cargas	68
3.5.4.4. Cargas gravitacionales.	69
3.5.4.5. Cargas accidentales	70
3.5.4.6. Sismo estático lineal	70
3.5.4.7. Fuerzas Sísmicas Dinámicas	71
3.6. Diseño de elementos estructurales	75
3.7. Diseño sismorresistente de Viga de Enlace W33X169	78
Fuerzas y Momento Último	78
3.8. Diseño sismorresistente a compresión	86
3.9. Diseño de elementos a flexo-compresión.....	98
3.10. Diseño de elementos a flexión	109
3.11. Diseño de elementos a tensión	111
3.12. Diseño de conexiones	113
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	132

4.1. Conclusiones	132
4.2. Recomendaciones	134
5. BIBLIOGRAFÍA	135
6. ANEXOS	134

INDICE DE IMAGENES

<i>Figura I. Tipos de perfiles obtenidos mediante el proceso de laminación en caliente(ALACERO) (2013).</i>	9
<i>Figura II. Ejemplos de configuraciones de arriostramiento concéntrico. Fuente: AISC 341-22</i>	14
<i>Figura III. Ejemplos de configuraciones de arriostramiento excéntricos. Fuente: AISC 341-22</i>	17
<i>Figura IV. Configuraciones típicas para marcos excéntricos. Fuente: Diseño Sismorresistentes de construcciones de acero (ALACERO) (2013).</i>	19
<i>Figura V. Otras configuraciones típicas para marcos excéntricos. Fuente: Diseño Sismorresistentes de construcciones de acero (ALACERO) (2013).</i>	20
<i>Figura VI. Vista 3D del Modelo. Fuente: Etabs.</i>	36
<i>Figura VII. Planta Típica. Fuente: Etabs.</i>	37
<i>Figura VIII. Detalle típico de Deck.</i>	40
<i>Figura X. Mapa de Zonificación Sísmica de Nicaragua. Fuente: RNC-07.</i> ____	48
<i>Figura XI. Espectro elástico e inelástico. Fuente: Elaboración propia en Excel.</i>	50
<i>Figura XII. Modo fundamental de Vibración en eje X. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	54
<i>Figura XIII. Modo fundamental de Vibración en eje Y. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	54
<i>Figura XIV. Modo fundamental de Vibración torsional. Fuente: Elaboración</i>	

<i>propio en Etabs.</i>	55
<i>Figura XV. Niveles de la estructura. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	61
<i>Figura XVI. Ejes de la estructura. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	62
<i>Figura XVII. Detalle de acero utilizado. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	63
<i>Figura XVIII. Detalles de losas utilizadas. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	64
<i>Figura XIX. Diafragma utilizado. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	65
<i>Figura XX. Definición de cargas. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	66
<i>Figura XXI. Cargas laterales distribuidas de forma manual en dirección X y Y. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	67
<i>Figura XXII. Cargas del nivel 1 al nivel 3: Elaboración propia en Etabs.</i>	68
<i>Figura XXIII. Cargas del nivel 4 Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	68
<i>Figura XXIV. Casos de cargas aplicadas al modelo Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	68
<i>Figura XXV. Cargas gravitacionales utilizadas</i>	69
<i>Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	69
<i>Figura XXVI. Cargas accidentales utilizadas Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	70
<i>Figura XXVII. Sismo en X y Sismo en Y: Elaboración propia en Etabs.</i>	70
<i>Figura XXVIII. Caso modal utilizado Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	71
<i>Figura XXIX. Espectro de diseño implementado en el modelo. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	72
<i>Figura XXX. Casos de cargas sísmicas dinámicas. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	73
<i>Figura XXXI. Chequeo de errores mediante el software etabs. Fuente: Elaboración propia en Etabs.</i>	74

<i>Figura XXXII. Marcos de eje A y eje 1. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	76
<i>Figura XXXIII. Marco EBF. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	78
<i>Figura XXXIV. Hoja de cálculo de la viga de enlace. Fuente: Elaboración Propia en Excel.</i>	78
<i>Figura XXXV. Datos de fuerza y momento ultimo. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	78
<i>Figura XXXVI. Datos de rotación de enlace. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	83
<i>Figura XXXVII. Comprobación de datis. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	83
<i>Figura XXXVIII. Detalles del elemento en estudio. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	86
<i>Figura XXXIX. Cortante producido por fuerza sísmica en la columna. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	86
<i>Ilustración XL. Hoja de cálculo de elemento. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	87
	97
<i>Figura XLI. Resultado de diseño en etabs para columnas centrales del tercer y cuarto nivel. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	97
<i>Figura XLII. Datos obtenidos mediante Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	98
<i>Figura XLIII. Momento último en X. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	99
<i>Figura XLIV. Momento último en Y. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	99
<i>Figura XLVI. Datos de la sección propuesta. Fuente: Cálculos Propios en Excel.</i>	100
<i>Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	108
<i>Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	109

<i>Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	110
<i>Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	111
<i>Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	112
<i>Figura XLVII Datos obtenidos mediante diseño de arriostre. Fuente: Cálculos propios en Etabs.</i>	114
<i>Figura XLVIII. Datos obtenidos mediante diseño de viga. Fuente: Etabs.</i>	120
<i>Figura XLIX. Hoja de cálculo de arriostres. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	I
<i>Figura L. Hoja de cálculo de columna central para tercer y cuarto nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	II
<i>Figura LI. Hoja de cálculo de viga secundaria. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	III
<i>Figura LII. Hoja de cálculo de viga principal. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	IV
<i>Figura LIII. Hoja de cálculo de columna esquinera del primer y segundo nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	V
<i>Figura LIV. Hoja de cálculo de columna perimetral del tercer y cuarto nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	VI
<i>Figura LV. Hoja de cálculo de columna perimetral del primer y segundo nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.</i>	VII

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Composición de la Estructura</i>	38
<i>Tabla 2: Sobrecarga para entepiso</i>	41
<i>Tabla 3: Sobrecarga para cubierta</i>	41
<i>Tabla 4: Cargas vivas aplicadas</i>	41
<i>Tabla 9: Irregularidad en Elevación.</i>	46

<i>Tabla 10: Distribución de masa.</i>	46
<i>Tabla 11: Períodos fundamentales</i>	51
<i>Tabla 12: Participación de masas modales. Fuente: Modelo ETABS</i>	53
<i>Tabla 13: Cortante Dinámico y Estático por piso</i>	56
<i>Tabla 14: Análisis de desplazamientos en la dirección X</i>	58
<i>Tabla 15: Análisis de desplazamientos en la dirección Y</i>	59
<i>Tabla 16: Verificación de efectos de segundo orden en la dirección X</i>	60
<i>Tabla 17: Verificación de efectos de segundo orden en la dirección Y</i>	60
<i>Tabla 18: Características principales del pórtico EBF.</i>	77
<i>Tabla 19. Datos de la sección de viga fuera del enlace (W33x169)</i>	113
<i>Tabla 20. Datos del arriostramiento (W27x368)</i>	113
<i>Tabla 21. Datos de la sección de viga fuera del enlace (W33x169)</i>	120
<i>Tabla 22. Datos del arriostramiento (W27x368)</i>	120

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

La ciudad de Managua se encuentra ubicada en una zona de alta actividad sísmica debido a su ubicación en la llamada "Falla Centroamericana", una de las zonas de subducción más importantes del mundo.

La ciudad ha experimentado terremotos significativos en su historia, siendo el más devastador el terremoto de 1972, que tuvo una magnitud de 6.2 en la escala de magnitud basada en ondas superficiales, causó la muerte de al menos 10,000 personas y dejó a más de 250,000 personas sin hogar. Desde entonces, se han producido numerosos sismos en la región, algunos de los cuales han causado daños significativos.

El diseño sismorresistente implica la aplicación de normas y códigos específicos para establecer los requisitos mínimos de seguridad en las estructuras. Estos criterios abarcan desde la selección de materiales hasta el control de calidad durante la construcción, regulando aspectos como la calidad de los materiales y los procedimientos de construcción.

Dentro de las estructuras de acero diseñadas para resistir condiciones sísmicas intensas, destaca el marco arriostrado excéntricamente (EBF, por sus siglas en inglés). Este sistema estructural se caracteriza por la presencia de elementos diagonales que se conectan de manera excéntrica a los elementos verticales, permitiéndoles absorber las fuerzas sísmicas y minimizar su impacto en la estructura. Los EBF han demostrado su eficacia en zonas sísmicas alrededor del mundo, utilizándose tanto en la construcción de edificios como de puentes, destacando por su capacidad para resistir movimientos sísmicos de alta intensidad.

Los códigos AISC 358 y AISC 341 son normativas desarrolladas por el American

Institute of Steel Construction (AISC) para el diseño sismorresistente de estructuras de acero en zonas de alta actividad sísmica, incluyendo los marcos EBF. En particular, el AISC 358 se enfoca en el diseño y detalle de conexiones precalificadas de acero para estructuras sismorresistentes, mientras que el AISC 341 establece los requisitos para el diseño y construcción de estructuras de acero para edificios en zonas de sismicidad moderada y alta.

Estos códigos establecen los criterios y requisitos necesarios para garantizar que las estructuras de acero diseñadas y construidas en zonas sísmicas sean seguras y resistentes ante los movimientos telúricos. Los códigos contienen información sobre los requisitos de diseño, materiales, conexiones, detalles constructivos y otros aspectos relacionados con la construcción de estructuras sismorresistentes de acero.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, en este trabajo monográfico se plantea el diseño sismo-resistente de un edificio de cuatros niveles, para uso comercial en Ofiplaza San Dionisio, ubicado en la ciudad de managua, con un sistema estructural a base de marcos arriostrados excéntricamente (EBF).

Para este trabajo se supondrá que el edificio será utilizado para oficinas, estará ubicado en la ciudad de Managua, correspondiente a la zona sísmica Z4 según la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua. En el proyecto se diseñarán elementos estructurales tales como: vigas, columnas, sistema de arriostramiento, conexiones Viga-Columna-Riostra y eslabones (links).

Los softwares a utilizar en este trabajo monográfico son los siguientes:

1. CSI Etabs v19
2. Hojas de cálculo en Microsoft Excel
3. PTC Mathcad 7.0

1.2. Antecedentes

A principios del siglo XIX, se comenzó a emplear marcos o pórticos en la construcción de edificios, con el propósito de resistir la fuerza del viento. Inicialmente, estos sistemas se utilizaron en edificios industriales y puentes, utilizando elementos en tensión dispuestos en forma de X. Su uso se extendió en las décadas de 1960 y 1970, con la introducción de especificaciones más detalladas en cuanto a sismos.

El Doctor Egor P. Popov desempeñó un papel importante en la investigación de los EBF, realizando investigaciones teóricas y experimentales. En 1978, en colaboración con Charles W. Roeder, llevaron a cabo un estudio experimental sobre los EBF, titulado "Marcos o Pórticos Arriostrados Excéntricamente por Diseño Sísmico". Los experimentos, realizados a escala 1/3, confirmaron que este sistema se comporta de acuerdo con las predicciones de análisis previos, disipando una gran cantidad de energía mientras mantiene la estructura rígida, lo que lo convierte en una opción valiosa en el diseño sísmico de estructuras de acero.

En 1984, Popov y Keith D. Hjelmstad realizaron un estudio teórico sobre las características de los EBF, analizando aspectos fundamentales de su comportamiento mediante ejemplos teóricos simples. Los resultados de dicho trabajo ofrecen una evaluación cualitativa del desempeño de estos sistemas y su aplicabilidad en áreas propensas a actividad sísmica.

Durante tiempos históricos se tiene conocimientos de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados en todos los continentes. Un elevado porcentaje de víctimas cobradas por los sismos se debe al derrumbe de construcciones hechas por el hombre; el fenómeno sísmico se ha ido transformando así, en una amenaza de importancia creciente en la medida en que las áreas urbanas han crecido y se han hecho más densas.

Nicaragua es un país sensible a los fenómenos naturales, especialmente a los terremotos en el Pacífico, donde se encuentra Managua, la capital. La ciudad ha cambiado notoriamente en su configuración urbana debido a estos fenómenos, por ejemplo, en el sismo ocurrido en 1931, la mayoría de las edificaciones colapsaron debido a un sistema constructivo que utilizaba el adobe como material principal. Luego en diciembre de 1972 ocurrió un terremoto de magnitud 6.2 en escala basada en ondas superficiales, el cual produjo grandes pérdidas económicas y humanas para la ciudad, en la que varias estructuras fallaron y otras tuvieron la capacidad de resistir. Ejemplo de estas últimas estructuras son el antiguo Hotel intercontinental (actual Hotel Crowne Plaza Managua) y el edificio de 17 niveles del antiguo Banco de América.

Debido a este problema de seguridad en las edificaciones, el Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos del Gobierno de Reconstrucción Nacional de la República de Nicaragua, publicó el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-83) el cual utilizó el primer mapa de zonificación sísmica, su principal enfoque se basaba en la seguridad de los ocupantes de la edificación sin tomar en consideración la rehabilitación del edificio.

En 2007, se lanzó una nueva versión del Reglamento Nacional de Construcción, el RNC-07. Las principales diferenciales con respecto al RNC-83 incluyen la introducción de una clasificación de zonas sísmicas (A, B y C). Además, se añadieron algunos materiales y consideraciones relacionadas con los terremotos.

En 2022, el Ministerio de Transporte e Infraestructura lanzó la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, la cual se elaboró tomando como punto de partida el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07). Dentro de esta normativa se llevó a cabo una revisión y actualización de la sección relacionada con la resistencia ante sismos, cambiando la clasificación de zonas sísmicas e introduciendo una cuarta zona sísmica (Z1, Z2, Z3 y Z4), estando Managua ahora ubicada en la zona sísmica 4.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural de un edificio de acero de 4 niveles haciendo uso de marcos arriostrados excéntricamente (EBF), aplicando las normativas AISC 341-22 y AISC 358-22.

1.3.2. Objetivos específicos

- Obtener las cargas de diseño del edificio de acero aplicando la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua.
- Ejecutar análisis sísmico mediante el método Dinámico Modal Espectral, utilizando el software CSI ETABS, versión 19.
- Diseñar los elementos estructurales principales y conexiones precalificadas, tomando en consideración las normativas AISC 341-22 y AISC 358-22, respectivamente.
- Revisar el diseño estructural para garantizar la eficiencia y el cumplimiento de las normativas.

1.4. Justificación

La ubicación geográfica de Nicaragua está expuesta a diversos fenómenos naturales que, por su peligrosidad, pueden derivar en desastres. Un movimiento sísmico es uno de los fenómenos más comunes y destructivos, el cual ha jugado un papel especial en la ingeniería a lo largo de la historia. El movimiento de fallas geológicas y placas tectónicas está asociado con la deformación a gran escala de la corteza terrestre, la liberación de grandes cantidades de energía y el impacto de grandes áreas.

La ciudad de Managua es referencia mundial en sismos destructivos provocados por la ruptura de una falla superficial local (Bolt, 2001). Para áreas propensas a terremotos, los estándares básicos de diseño de edificios recomiendan configuraciones regulares y simétricas en términos de geometría, rigidez y masa.

Sabiendo que la zona del Pacífico de Nicaragua es propensa a eventos sísmicos y que la edificación objeto de esta tesis está destinada a salas de oficinas, se pretende cumplir con las normas nacionales e internacionales de diseño sísmico para garantizar la seguridad de los ocupantes.

La solución propuesta ante esta problemática es el uso del sistema estructural que se profundiza en el actual trabajo, marcos arriostrados excéntricamente (EBF), el cual es usado en diferentes partes del mundo para resistir movimientos sísmicos de intensidad moderada a alta.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Análisis estructural

El análisis estructural es una herramienta que se utiliza para identificar los esfuerzos internos y deformaciones que se producen dentro de la estructura sometida a diversos tipos de carga y combinaciones de carga.

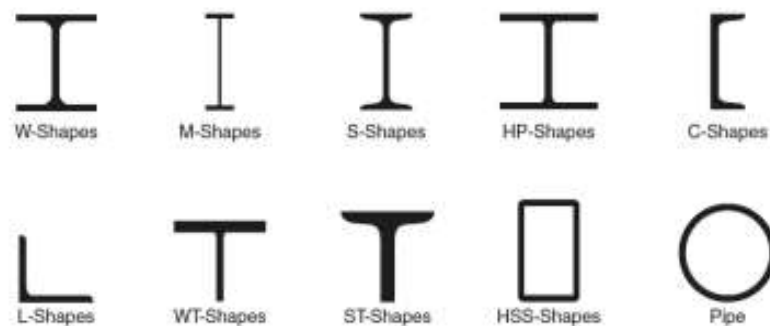
2.2. Estructuras de acero

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. (AISC, 2022)

Es importante recordar que la ductilidad del material representa su capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia. En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, los parámetros mecánicos más importantes son el esfuerzo de fluencia F_y , y el esfuerzo último a la tensión F_u .

2.2.1. Secciones de acero

El acero estructural permite la obtención de diferentes tipos de perfiles, existen perfiles laminados en frío y en caliente, los cuales son formados a través de rodillos que comprimen y dan forma al perfil, también existen perfiles armados los cuales se obtienen a través de la unión de diferentes placas mediante soldadura. Entre los tipos de perfiles más utilizados para el diseño de estructuras de acero, están los perfiles W, T, L o C, además de secciones tubulares que pueden ser rectangulares o circulares. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022).



*Figura 1. Tipos de perfiles obtenidos mediante el proceso de laminación en caliente.
(ALACERO) (2013).*

Los perfiles de acero se clasifican en distintas formas según su sección transversal, cada una con aplicaciones estructurales específicas. Entre los más utilizados en la construcción se encuentran los perfiles W (Wide Flange), M (Miscellaneous Shapes), S (Standard Beams) y HP (H Piles), empleados principalmente en vigas y columnas por su capacidad de carga y resistencia a la flexión. También están los perfiles C y L, que se utilizan en estructuras secundarias y elementos de refuerzo. Además, se incluyen las secciones tubulares (HSS – Hollow Structural Sections), que pueden ser de forma rectangular, cuadrada o circular, destacándose por su eficiencia estructural y resistencia en aplicaciones donde se requieren altas propiedades mecánicas y menor peso.

2.3. Sistemas estructurales de acero

Un sistema estructural es el modelo físico o cuerpo que sirve de marco para los elementos estructurales, y que refleja un modo de trabajo. Un objeto puede tener, a su vez, una mezcla de sistemas estructurales. (Salvadori & Heller, 1980)

Los sistemas estructurales son ensamblajes de miembros o elementos independientes para conformar un cuerpo único y cuyo objetivo es darle solución a un problema civil determinado. (Salvadori & Heller, 1980)

En el capítulo E del AISC 341-22 se describen seis categorías de pórticos resistentes a momentos.

2.3.1. Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)

Se espera que un marco tipo OMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.

Este tipo de sistema de pórtico proporciona muy poca resistencia al movimiento lateral y, por lo tanto, solo se usa para áreas con baja o nula actividad sísmica. Los pórticos ordinarios a momentos o convencionales se diseñan para desarrollar rotaciones plásticas limitadas.

Las conexiones viga-columna deben ser soldadas y/o apernadas, utilizando pernos de alta resistencia. Se permiten que las conexiones de momento sean totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR).

2.3.2. Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)

Los marcos tipo IMF son capaces de desarrollar en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022)

Se diseñan para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía moderada, para lo cual se requiere limitar la generación de fallas frágiles. Se utiliza en zonas de moderada sismicidad.

2.3.3. Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)

Se diseñan para que puedan incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, para la cual, se requiere un estricto control de fallas frágiles presentando un detallado sismorresistente más exigente, conforme a la norma AISC 341-22. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022)

Un pórtico tipo SMF desarrolla una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La mayor parte de esta deformación inelástica tiene lugar en la viga, a través de la formación de rótulas.

El diseño de este tipo de pórtico también contempla conexiones de momento precalificadas, conforme a la AISC 358-22, las cuales han sido probadas experimentalmente para garantizar su desempeño bajo cargas cíclicas. Estas conexiones pueden incluir detalles como la Reducción de la Sección de la Viga (RBS o "dog bone"), el uso de placas de extremo extendidas o sistemas de refuerzo en soldaduras para mejorar la ductilidad.

2.3.4. Pórticos especiales de momento de celosía (STMF)

Las STMF están diseñadas para que proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa dentro de un segmento especial de la armadura. Un pórtico STMF deberá limitarse a tramos entre columnas que no superen los 20 m y de altura los 2 metros. Las columnas y los segmentos de la armadura fuera de los segmentos especiales deben diseñarse para permanecer esencialmente elásticos. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022).

Los pórticos especiales de momento de celosía (STMF) consisten en columnas de acero y vigas de almas abierta conectadas rígidamente para formar sistemas efectivos de resistencia a cargas sísmicas (Itani y Goel, 1991).

2.3.5. Sistema de columnas voladizas ordinarias (OCCS)

Los Ordinary Cantilever Column Systems (OCCS), también conocidos sistemas de columnas voladizas ordinarias constituyen un tipo de disposición estructural empleado en la ingeniería civil y el diseño de edificaciones, En este enfoque, las columnas de soporte vertical se colocan de manera que se proyectan. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022)

La característica distintiva de los OCCS radica en la ausencia de conexiones rígidas entre las columnas y las vigas horizontales. En lugar de ello, las conexiones permiten cierta flexión y rotación, posibilitando que las columnas se desplacen y deformen frente a cargas laterales, como las generadas por fuerzas sísmicas.

2.3.6. Sistema de columnas voladizas especiales (SCCS)

Los Special Cantilever Column Systems (SCCS) constituyen una categoría especializada en ingeniería estructural que se destaca por su enfoque innovador en el diseño de soportes verticales, Estos sistemas se caracterizan por la disposición estratégica de columnas que se extienden horizontalmente más allá de los límites convencionales, creando un efecto voladizo. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022)

Lo distintivo de los SCCS radica en su diseño adaptado, que se puede incorporar conexiones específicas y materiales avanzados para optimizar la capacidad de resistir fuerzas laterales, tales como las generadas por eventos sísmicos.

2.4. Tipos de pórticos arriostrados

Los pórticos estructurales arriostrados son una forma muy común de construcción, económica de construir y simple de analizar. La economía proviene de las conexiones empleadas entre vigas y columnas. El capítulo F del AISC 341-22 señala cinco tipos de sistemas estructurales arriostrados, entre los que se encuentran cuatro marcos arriostrados y un sistema de muros especiales de placas de corte, que se detallan a continuación:

2.4.1. Pórticos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (OCBF)

Se espera que un marco tipo OCBF desarrolle una cantidad limitada de deformación inelástica en sus miembros y conexiones al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.

Los pórticos ordinarios concéntricamente son estructuras de ductilidad limitada, de modo que el diseño se realiza con resistencia requerida que son mayores que en el caso de los pórticos especiales arriostrados. En este caso, el factor de modificación de respuestas en R es reducido (el reglamento AISC considera $R = 3.25$). De esta forma se asegura que las deformaciones inelásticas inducidas por un sismo severo en la estructura son reducidas.

2.4.2. Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF)

Los pórticos especiales con arriostramientos concéntricos (SCBF) son un tipo de pórticos con arriostramientos concéntricos; es decir, marcos arriostrados en los que las líneas centrales de los miembros que se encuentran en una junta intersecan en un punto, formando así un sistema de armadura vertical que resiste las cargas laterales. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022)

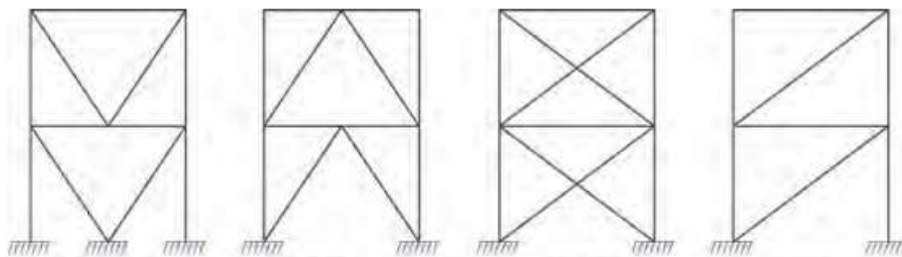


Figura II. Ejemplos de configuraciones de arriostramiento concéntrico. Fuente: AISC 341-22

2.4.3. Pórticos arriostrados con restricción de pandeo (BRBF)

Los pórticos arriostrados con restricción de pandeo (BRBF, por sus siglas en inglés) son sistemas estructurales que se utilizan en la construcción de edificios y otras estructuras. Estos sistemas se componen de columnas, vigas y arriostramientos que se interconectan para formar un marco resistente.

La principal característica de los BRBF es su capacidad para resistir cargas laterales, como las que se producen durante terremotos o vientos fuertes. Los arriostramientos en un BRBF se diseñan para restringir el pandeo de las columnas y vigas, lo que aumenta la capacidad de la estructura para resistir cargas laterales.

2.4.4. Muro de corte de acero de placas especiales (SPSW)

Los Special Plate Shear Walls (SPSW), también conocidos como muros de corte de acero de placas especiales, son un tipo avanzado de sistema de resistencia sísmica en ingeniería estructural. Estos pórticos arriostrados utilizan placas de acero y conexiones especiales para contrarrestar fuerzas laterales, como las generadas por terremotos o vientos fuertes, proporcionando una alta rigidez y capacidad para resistir flexión y corte. Aunque son efectivos en reducir deformaciones y vibraciones durante eventos sísmicos, su diseño personalizado y construcción pueden ser más costosos y complejos en comparación con otros sistemas, aunque en zonas de alta actividad sísmica, estos costos adicionales pueden ser justificados por la protección significativa que brindan a la estructura.

2.5. Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF)

Los pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) están compuestos por columnas, vigas y riostras. El EBF combina las ventajas de los Marcos Resistentes a Momento (MRF) y los Marcos Arriostrados Concéntricamente (CBF) en un único sistema estructural, proporcionando alta rigidez elástica y una excelente disipación de energía sísmica. Este sistema se implementó por primera vez como una solución sísmica en Japón durante la década de 1970 con el objetivo de mejorar la respuesta de las estructuras ante sismos severos. Además, los investigadores Roeder y Popov fueron pioneros en el estudio de los EBF en Estados Unidos a finales de los años 70, estableciendo criterios fundamentales para el diseño de estos sistemas. (Kazemzadeh Azad & Topkaya, 2017)

El sistema EBF fue desarrollado como una respuesta a la necesidad de estructuras con alta rigidez y disipación de energía. Su evolución ha sido impulsada por investigaciones experimentales y numéricas, especialmente en el estudio del comportamiento de los enlaces y su resistencia ante cargas sísmicas extremas. (Kazemzadeh Azad & Topkaya, 2017)

La característica distintiva de los EBF radica en que al menos un extremo de cada sistema de refuerzo está conectado de manera que la fuerza del arriostramiento se transmite a través de esfuerzos de corte y flexión en un segmento de viga corta, conocido como "enlace" o "eslabón". Esta viga corta se define por una desviación horizontal entre los puntos en los que los ejes de las riostras se cruzan con el eje de la viga (o entre los puntos en los que los ejes de las columnas y los sistemas de refuerzo se intersecan con la línea central de la viga para los enlaces cercanos a las columnas). A diferencia de los pórticos arriostrados concéntricamente, las vigas en EBF siempre están sujetas a grandes esfuerzos cortantes y de flexión.

En el presente estudio, se ha seleccionado el sistema estructural EBF debido a su capacidad para proporcionar una mayor disipación de energía mediante la deformación inelástica controlada del eslabón, lo que mejora el desempeño sísmico de la estructura y garantiza un adecuado control de desplazamientos.

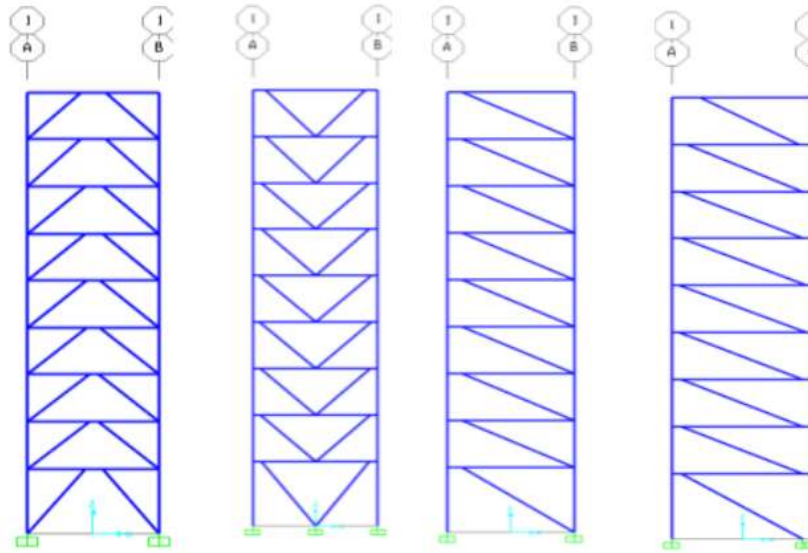


Figura III. Ejemplos de configuraciones de arriostramiento excéntricos. Fuente: AISC 341-22

En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o links, donde se disipa energía por fluencia del acero. Los enlaces representan fusibles estructurales, y deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. Los elementos restantes del marco, como las vigas fuera de la zona de enlace, columnas y arriostramientos se deben dimensionar aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanezcan en rango estático.

Para garantizar un desempeño sísmico adecuado, la metodología de diseño por capacidad es fundamental en los EBF. Esto implica sobredimensionar los elementos fuera de la zona de enlace para que permanezcan esencialmente elásticos y puedan soportar la demanda de cargas inducida por la plasticidad en el enlace. Las provisiones sísmicas de la AISC establecen criterios estrictos para evitar modos de falla frágiles en estos sistemas. (Kazemzadeh Azad & Topkaya, 2017)

La rigidez lateral de los marcos arriostrados excéntricamente varía dependiendo de la longitud del enlace. Cuando esta longitud es pequeña en relación con la longitud total de la viga, su comportamiento se asemeja a la de un marco arriostrado concéntricamente y su rigidez lateral es elevada, por otro lado, si la longitud del enlace es grande, su comportamiento es similar a la de un marco a momento y su rigidez lateral disminuye. (Musmar, 2020)

Debido a su alta eficiencia estructural, los pórticos arriostrados excéntricamente se utilizan en edificios de gran altura, hospitales, estaciones de transporte, estructuras industriales y puentes, donde se requiere un alto desempeño sísmico y control de deformaciones. También son una solución efectiva en zonas de alta sismicidad, donde la disipación de energía y la capacidad de absorción de deformaciones inelásticas son esenciales para garantizar la seguridad estructural.

Los EBF continúan evolucionando con la incorporación de nuevas tecnologías y métodos de análisis avanzados, consolidándose como una de las mejores opciones en el diseño de estructuras sismorresistentes.

2.5.1. Configuración estructural

Las riostras pueden disponerse en distintas configuraciones, para lo cual es necesario considerar no sólo aspectos estructurales, sino también funcionales, arquitectónicos, etc.

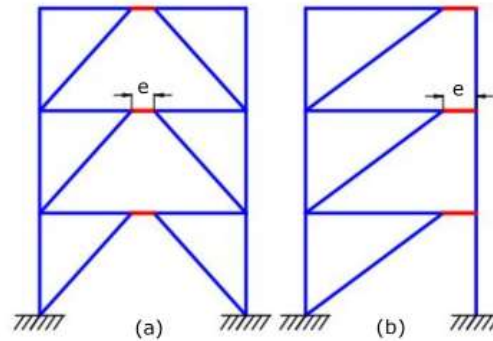


Figura IV. Configuraciones típicas para marcos excéntricos. Fuente: Diseño Sismorresistentes de construcciones de acero (ALACERO) (2013).

En la figura anterior se presenta dos configuraciones típicas de marcos arriostrados excéntricamente. En el primer caso (a) se utilizan arriostramiento en V-invertida y el enlace se genera en la parte central de la viga, con lo cual se simplifica el diseño de las conexiones. La situación contraria se presenta en el segundo caso (b), donde el enlace se encuentra adyacente a una conexión viga-columna, esta conexión debe diseñarse para resistir los elevados esfuerzos que se generan en el enlace adyacente. También se debe considerar que en este caso los momentos flectores en ambos extremos del enlace pueden ser diferentes.

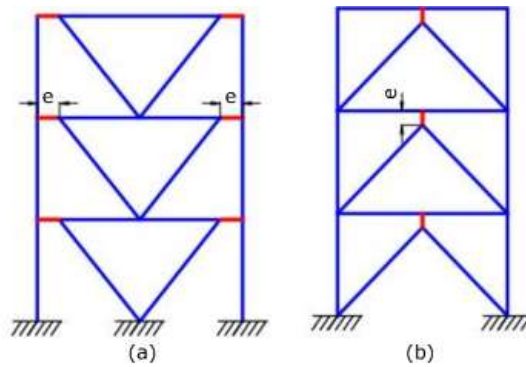


Figura V. Otras configuraciones típicas para marcos excéntricos. Fuente: *Diseño Sismorresistentes de construcciones de acero (ALACERO) (2013)*.

Es necesario proporcionar refuerzos en ambas caras del alma del enlace y en los extremos de los tirantes diagonales del enlace. Estos refuerzos deben tener un ancho combinado no menor que $(bf - 2tw)$ y un espesor no menor que el mayor entre $0.75tw$ o 0.4 pulgadas (10 mm), donde bf y tw son el ancho del ala del enlace y el espesor del alma del enlace, respectivamente.

Los enlaces deberán contar con refuerzos intermedios en el alma según lo siguiente:

- Los enlaces de longitud $1.6Mp/Vp$ o menor deberán contar con refuerzos intermedios en el alma espaciados a intervalos que no excedan $(30tw - d/5)$ para un ángulo de rotación del enlace de 0.08 radianes o $(52tw - d/5)$ para ángulos de rotación del enlace de 0.02 radianes o menores. Se utilizará interpolación lineal para valores entre 0.08 y 0.02 radianes.

- Los enlaces de longitud mayor o igual a $2.6M_p/V_p$ y menor a $5M_p/V_p$ deberán contar con refuerzos intermedios en el alma ubicados a una distancia de 1.5 veces b_f desde cada extremo del enlace.
- Los enlaces de longitud entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ deberán contar con refuerzos intermedios en el alma que cumplan con los requisitos anteriores.

2.5.2. Conexiones

Conexiones viga-columna

Cuando un tirante o una placa de refuerzo se conecta a ambos miembros en una conexión viga-columna.

- La rotación requerida se toma como 0.025 radianes.
- El ensamblaje de conexión está diseñado para resistir un momento igual al menor de los siguientes:
 1. Un momento correspondiente a la resistencia a flexión esperada de la viga, $R_y M_p$, multiplicado por 1.1 y dividido por α_s .
 2. Un momento correspondiente a la suma de las resistencias a flexión esperadas de la columna $\Sigma(R_y F_y Z)$, multiplicado por 1.1 y dividido por α_s .

2.6 Métodos de análisis sísmicos lineales

Los métodos de análisis sísmicos lineales son ampliamente utilizados en ingeniería estructural para evaluar la respuesta de las estructuras a las cargas sísmicas. Sin embargo, es importante tener en cuenta que estos métodos asumen un comportamiento elástico lineal de la estructura, lo cual puede no ser válido en casos de eventos sísmicos intensos o para estructuras con comportamiento no lineal. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022)

Por su parte, los métodos de análisis no lineales pueden ser necesarios para obtener una evaluación más precisa de la respuesta sísmica.

Los métodos sísmicos lineales son:

1. **Análisis sísmico dinámico modal-espectral:** Este método se basa en la descomposición de la respuesta estructural en modos de vibración naturales. Los modos de vibración son las formas características de vibración de la estructura, cada uno con su propia frecuencia natural y forma de vibración asociada. En el análisis modal, se determinan las frecuencias modales y las respuestas modales correspondientes, lo que permite comprender cómo la estructura responde a diferentes modos de vibración.
2. **Análisis de respuesta espectral:** En este método, se utiliza el espectro de diseño sísmico para calcular la respuesta estructural. El espectro de diseño sísmico es una curva que muestra la aceleración, velocidad o desplazamiento máximos esperados en la estructura en función de su periodo de vibración.

3. **Análisis dinámico tiempo-historia:** En este método, se utiliza un registro de aceleración sísmica real registrado durante un terremoto para simular la respuesta de la estructura. El registro de aceleración se aplica como una serie de fuerzas a la estructura, y se resuelve numéricamente utilizando métodos de integración temporal. El análisis de tiempo histórico permite evaluar la respuesta detallada de la estructura a un terremoto específico, considerando la secuencia temporal de las fuerzas sísmicas.
4. **Análisis de respuesta de desplazamiento:** Este método se centra en la evaluación de los desplazamientos de la estructura como respuesta sísmica. Se utiliza para determinar los desplazamientos máximos esperados en la estructura y las deformaciones relativas entre diferentes elementos estructurales. El análisis de respuesta de desplazamiento es especialmente útil en el diseño de estructuras que tienen restricciones estrictas de desplazamiento, como edificios cercanos a estructuras sensibles o infraestructuras críticas.

2.7 Diseño de elementos estructurales

2.7.1. Diseño de vigas

El diseño estructural de vigas implica el análisis y dimensionamiento de estos elementos horizontales que soportan y transmiten cargas a otros componentes estructurales como columnas o muros. El proceso incluye el cálculo de cargas (muertas, vivas y accidentales), la determinación de esfuerzos (flexión, corte, torsión), el dimensionamiento adecuado de la sección transversal y la verificación de la deflexión dentro de límites aceptables. (Hibbeler, 2018)

El diseño puede basarse en métodos elásticos, por estados límite o en rendimiento, siempre priorizando la seguridad, funcionalidad y economía de la estructura.

El diseño de vigas en estructuras sismorresistentes debe cumplir con requisitos adicionales de ductilidad y disipación de energía, aplicando estrategias como la colocación de refuerzos confinados en zonas críticas o la implementación de detalles de conexión que permitan el desarrollo de mecanismos de plastificación controlada. Estos aspectos garantizan un desempeño seguro y eficiente de la estructura bajo condiciones de carga extrema.

2.7.1.1. Diseño de eslabones o enlaces

Las vigas link, empleadas en marcos arriostrados excéntricamente (EBF), son elementos clave diseñados para disipar energía sísmica mediante deformaciones plásticas controladas en un segmento específico, conocido como link, mientras el resto de la estructura permanece en el rango elástico. Estas vigas deben cumplir con normativas como el AISC 341-22 considerando resistencia al corte, flexión y conexiones rígidas que garanticen su ductilidad. También se incluyen rigidizadores y refuerzos para prevenir pandeos locales, optimizando la capacidad de disipación de energía y el rendimiento sísmico del marco. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022)

2.7.1.2. Diseño de rigidizadores.

Los rigidizadores en vigas link, esenciales para marcos arriostrados excéntricamente (EBF), refuerzan estas vigas para prevenir pandeo local, mejorar la estabilidad y maximizar la disipación de energía durante eventos sísmicos. Se colocan transversalmente en el alma del link, cerca de las conexiones con arriostres o en intervalos regulares, con dimensiones y espaciado regulados por normas como el AISC 341-22. Su diseño considera un espesor adecuado para resistir tensiones, una altura suficiente para cubrir el alma de la viga y una conexión rígida mediante soldaduras o pernos. Fabricados generalmente del mismo material que la viga, los rigidizadores aseguran un comportamiento estable y dúctil, optimizando la seguridad y el rendimiento sísmico de la estructura. (Musmar, 2012)

2.7.2. Diseño de columnas

El diseño de columnas se enfoca en garantizar que estos elementos verticales puedan soportar de manera segura las cargas que reciben, ya sea de compresión, momentos o fuerzas laterales, transmitiéndolas hacia la cimentación.

2.7.3. Diseño de arriostres

El diseño de arriostres, utilizados para estabilizar estructuras y resistir cargas laterales como viento o sismos, se enfoca en asegurar que estos elementos puedan transmitir fuerzas de manera eficiente entre las vigas y columnas. Los arriostres pueden ser concéntricos o excéntricos, dependiendo de su configuración, y están hechos comúnmente de acero estructural por su alta resistencia y ductilidad. Su diseño considera aspectos clave como el tipo de carga (axial de tracción o compresión), las longitudes efectivas para prevenir pandeo, y las conexiones con otros elementos estructurales, que deben ser rígidas y resistentes para garantizar un buen desempeño. Además, se evalúa el comportamiento plástico en sistemas diseñados para disipar energía, siguiendo normativas como el AISC 341-22 que establece límites para secciones transversales, esbeltez y resistencia. Estos elementos son cruciales para garantizar la estabilidad global y la seguridad de la estructura frente a fuerzas dinámicas o laterales.

2.8 Diseño de conexiones precalificadas para pórticos de acero resistentes a momentos (AISC 358-22)

La normativa AISC 358-22, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", establece los requisitos para las conexiones viga-columna en pórticos intermedios y especiales de momento, para aplicaciones sísmicas. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022)

En esta normativa, se establecen los requisitos para los tipos de conexiones viga-columna que pueden utilizarse en pórticos de momento de acero.

2.8.1. Conexiones de brida empernada

Las conexiones de brida empernada son un tipo de conexión estructural que se utiliza para unir dos elementos estructurales mediante el uso de pernos. La normativa AISC 358-22 proporciona lineamientos detallados para el diseño de conexiones de brida empernada en estructuras de acero.

2.8.2. Conexiones de soldadura de filete completo

Una conexión de soldadura de filete completo implica la unión de dos piezas de acero mediante una soldadura de filete que recorre todo el espesor de la junta de conexión.

Para cumplir con los requisitos de la normativa AISC 358-22, la conexión de soldadura de filete completo debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. Calificación del soldador: El soldador debe estar calificado según la normativa AWS D1.8, que establece los requisitos para la soldadura de acero estructural de baja aleación sísmica.

2. Preparación de la superficie: Las superficies de la junta de conexión deben prepararse adecuadamente antes de la soldadura. Esto puede incluir la eliminación de escoria, la eliminación de óxido y la limpieza de la superficie.

3. Tamaño de la soldadura: El tamaño de la soldadura debe seleccionarse de acuerdo con las cargas que soportará la conexión. La normativa AISC 358-22 establece requisitos específicos para el tamaño mínimo de soldadura en función de la configuración de la conexión.

4. Inspección de la soldadura: La soldadura debe inspeccionarse visualmente para asegurarse de que cumple con los requisitos de calidad establecidos por la normativa AISC 358-22.

5. Pruebas de carga: La conexión de soldadura de filete completo debe someterse a pruebas de carga para verificar su capacidad de resistir las cargas sísmicas previstas.

2.8.3. Conexiones de soldadura de penetración parcial

Las conexiones de soldadura PJP (partial joint penetration) se utilizan cuando se requiere una transferencia de carga más baja en una conexión que las conexiones de soldadura de penetración completa (CJP, por sus siglas en inglés). Según la norma AISC 358-22, las conexiones de soldadura PJP deben tener una penetración efectiva no menor a 50% de la profundidad nominal de la raíz de la soldadura.

Además, la norma establece que la calidad de la soldadura debe ser clasificada como una "calidad de soldadura B" de acuerdo con la norma AWS D1.1. Esto significa que la soldadura debe ser uniforme, sin fisuras visibles y sin defectos significativos que puedan afectar la capacidad de carga de la conexión.

2.9. Normativas y criterios de diseño

Las normativas del AISC y del ASCE corresponden a las más recientes, publicadas en el año 2022, estableciendo criterios actualizados para el diseño, fabricación y construcción de estructuras de acero, asegurando el cumplimiento de estándares de seguridad, resistencia y desempeño estructural. En el caso de Managua 2022, se considera la Normativa Sismorresistente para la Ciudad de Managua, la cual se aplica exclusivamente en la capital de Nicaragua.

2.9.1. Normativa AISC 360-22

La normativa AISC 360 (Specification for Structural Steel Buildings) es un estándar esencial para el diseño y construcción de estructuras de acero, que proporciona un marco técnico detallado para garantizar la seguridad, funcionalidad y economía en este tipo de edificaciones. Esta norma provee un tratamiento unificado que abarca los métodos de diseño por factor de carga y resistencia (LRFD) y diseño por resistencia permisible (ASD), permitiendo flexibilidad según el criterio del diseñador. Define los lineamientos para elementos estructurales sometidos a tracción, compresión, flexión, corte y combinaciones de esfuerzos, considerando criterios de resistencia, estabilidad y ductilidad. También incluye especificaciones para conexiones atornilladas y soldadas, asegurando que puedan resistir las demandas estructurales sin fallar.

Además, la normativa establece métodos avanzados de análisis estructural, como el análisis elástico, plástico y de segundo orden, para evaluar con precisión los efectos de cargas y deformaciones, incluyendo el pandeo y las imperfecciones geométricas. También regula las propiedades de los materiales utilizados, exigiendo acero estructural certificado con características específicas de resistencia y calidad. En cuanto a las cargas de diseño, proporciona directrices claras para combinar cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento y otros efectos, garantizando que la estructura cumpla con los estados límite de resistencia y servicio.

Con capítulos dedicados al diseño de conexiones, estabilidad de sistemas y análisis global, la AISC 360 se complementa con otras normativas como el AISC 341 para estructuras sismorresistentes, formando un conjunto integral de reglas que aseguran un desempeño óptimo bajo condiciones reales de carga y servicio. Es una herramienta clave en la ingeniería de acero, reconocida internacionalmente por su rigor técnico y enfoque en la seguridad estructural.

2.9.2. Normativa AISC 341-22

La normativa AISC 341-22 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) es un estándar fundamental para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero que deben resistir cargas sísmicas. Su objetivo principal es garantizar que las estructuras sean seguras, estables y capaces de disipar energía de manera eficiente durante eventos sísmicos, minimizando el riesgo de colapso. La AISC 341 establece requisitos detallados para elementos estructurales, conexiones y sistemas, enfocándose en el diseño de componentes con capacidad de deformarse plásticamente sin fallar, promoviendo un comportamiento dúctil y controlado.

Esta normativa regula el diseño de sistemas de arriostramiento concéntrico (CBF) y excéntrico (EBF), marcos resistentes a momentos (MRF), y sistemas compuestos, cada uno con criterios específicos para asegurar un desempeño óptimo bajo cargas dinámicas. Detalla aspectos como la longitud de los links (eslabones) en los EBF, la esbeltez de los arriostres en los CBF, y las conexiones precalificadas en los MRF, asegurando que cada sistema pueda disipar energía sísmica de manera efectiva. Además, incluye requisitos para el diseño de conexiones atornilladas y soldadas, enfatizando la necesidad de garantizar su resistencia y ductilidad bajo cargas cíclicas.

Un aspecto clave de la AISC 341 es su enfoque en el comportamiento plástico controlado, que permite que ciertas partes de la estructura absorban energía mientras otras permanecen en el rango elástico, preservando la integridad global del edificio. También aborda el uso de materiales de alta calidad y especifica procedimientos de soldadura y construcción para evitar fallas prematuras.

2.9.3. Normativa AISC 358-22

La normativa AISC 358 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) es un estándar clave para el diseño, detallado, fabricación y criterios de calidad para conexiones precalificadas en marcos especiales a momento (SMF) y marcos intermedios a momento (IMF). Su objetivo principal es simplificar y estandarizar el diseño de conexiones, proporcionando configuraciones que han sido probadas experimentalmente y que cumplen con los requisitos de ductilidad, resistencia y desempeño necesarios para resistir eventos sísmicos severos. Esto elimina la necesidad de pruebas adicionales, reduciendo costos y tiempos de diseño. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022).

La AISC 358-22 cubre 12 conexiones precalificadas que han demostrado un comportamiento confiable bajo cargas cíclicas.

La normativa también establece requisitos para los análisis de las conexiones, considerando cargas cíclicas, tensiones de corte y flexión, así como la interacción con otros elementos del sistema estructural. Se enfoca en garantizar que las zonas de disipación de energía se localicen dentro del rango plástico controlado de las vigas, preservando la integridad de las columnas y otros componentes críticos.

Además, la AISC 358-22 incluye directrices sobre inspección y fabricación, asegurando que las conexiones precalificadas se instalen correctamente para mantener su desempeño esperado. Este estándar complementa las normativas AISC 341-22 y AISC 360-22, proporcionando un marco integral para el diseño sismorresistente de estructuras de acero.

Reconocida internacionalmente, la AISC 358 es indispensable para ingenieros que buscan diseñar sistemas de momento con conexiones confiables y eficientes, optimizando el desempeño sísmico de las estructuras mientras se minimizan los costos y tiempos asociados al diseño y la construcción.

2.9.4. Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua

Esta normativa, publicada en junio del año 2022, se centra en mejorar la seguridad estructural de las edificaciones en la ciudad de Managua, caracterizada por una alta actividad sísmica, incorporando avances recientes en ingeniería sismorresistente, geotecnia y análisis estructural. Entre las actualizaciones más destacadas se encuentran:

- **Caracterización Geológica y Geofísica:** Se realizaron estudios detallados para comprender mejor las condiciones del subsuelo de Managua, lo que permite diseñar estructuras más adaptadas a las características locales del terreno.
- **Amenaza Sísmica:** Se actualizaron los parámetros de diseño sísmico considerando las fuentes sísmicas del país y un catálogo sísmico actualizado hasta 2018, proporcionando niveles de aceleración más precisos para distintos periodos de retorno.
- **Respuesta Sísmica de Sitio:** Se incorporaron análisis que evalúan cómo las características del suelo pueden amplificar o atenuar las ondas sísmicas, permitiendo diseños que consideren estas variaciones.
- **Comparación con Normativas Internacionales:** Se realizó un análisis comparativo con las principales normas sísmicas de Latinoamérica y estándares internacionales, asegurando que la normativa local esté alineada con las mejores prácticas globales.

La norma también establece que todos los estudios especializados, como los geológicos, geofísicos, geotécnicos y de ingeniería sísmica, deben contar con el aval de las autoridades competentes, como el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER) y la Dirección General de Normas de Construcción del

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

2.9.5. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE-7-22)

La ASCE/SEI 7-22, denominada "*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*", es la versión más reciente de la normativa publicada por la American Society of Civil Engineers (ASCE), diseñada para establecer las cargas mínimas y los criterios asociados necesarios en el diseño de edificios y estructuras. Publicada en diciembre de 2021, esta actualización reemplazó a la ASCE 7-16 e incorpora importantes avances en el conocimiento y manejo de cargas estructurales, abordando de manera más detallada los peligros naturales y las condiciones ambientales que afectan la seguridad y el desempeño de las edificaciones.

Una de las innovaciones más destacadas de la ASCE/SEI 7-22 es la inclusión de criterios específicos para el diseño resistente a tornados, lo que representa un avance significativo en la protección de las estructuras frente a estos fenómenos, considerando su frecuencia y severidad. Además, esta norma introduce el uso obligatorio de datos digitales de peligros, obtenidos de bases de datos geográficas especializadas, para facilitar un acceso más preciso a información actualizada sobre riesgos ambientales. Este enfoque permite a los ingenieros utilizar herramientas modernas para diseñar estructuras adaptadas a las condiciones locales. Asimismo, la normativa revisa y mejora los modelos de diseño para cargas ambientales, incluyendo viento, nieve, tsunamis, hielo y sismos. Estas actualizaciones reflejan el avance en el entendimiento científico y técnico de cómo estas cargas impactan las estructuras, promoviendo diseños más resilientes y eficientes. Por ejemplo, las nuevas guías para cargas de viento se adaptan mejor a eventos climáticos extremos, mientras que las disposiciones para tsunamis y sismos integran datos recientes sobre las dinámicas de estos fenómenos.

2.9.6. Reglamento Nacional de Construcción

El Reglamento Nacional de Construcción RNC-07 de Nicaragua, promulgado en 2007, establece un marco normativo integral para garantizar la seguridad, estabilidad y funcionalidad de las edificaciones en el país, especialmente ante fenómenos naturales como sismos y vientos. Este reglamento, a excepción de Managua es de uso obligatorio en el territorio nacional y regula el diseño y construcción de estructuras, abarcando aspectos como cargas sísmicas, cargas de viento y especificaciones para materiales como concreto reforzado, acero, madera y mampostería. Además, incluye normativas para estudios de microzonificación sísmica, que permiten adaptar los diseños a las condiciones locales del terreno, aumentando la resiliencia de las construcciones.

En el presente estudio, la aplicación de la RNC-07 se enfocará exclusivamente en el cálculo de cargas de viento.

3. ANALISIS, DISEÑO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

3.1. Caracterización Estructural

El proyecto trata de un edificio de acero estructural ubicado en el municipio de Managua, departamento de Managua, destinado a ser usado de edificación para oficinas. Consta de 4 pisos de altura constante de 3.6m para todos los niveles, teniendo una altura total de 14.4m. Las dimensiones típicas en planta son de 57m x 22.4m conformando un área de 1276.8m². Es el edificio número 5 de la Ofiplaza San Dionisio.

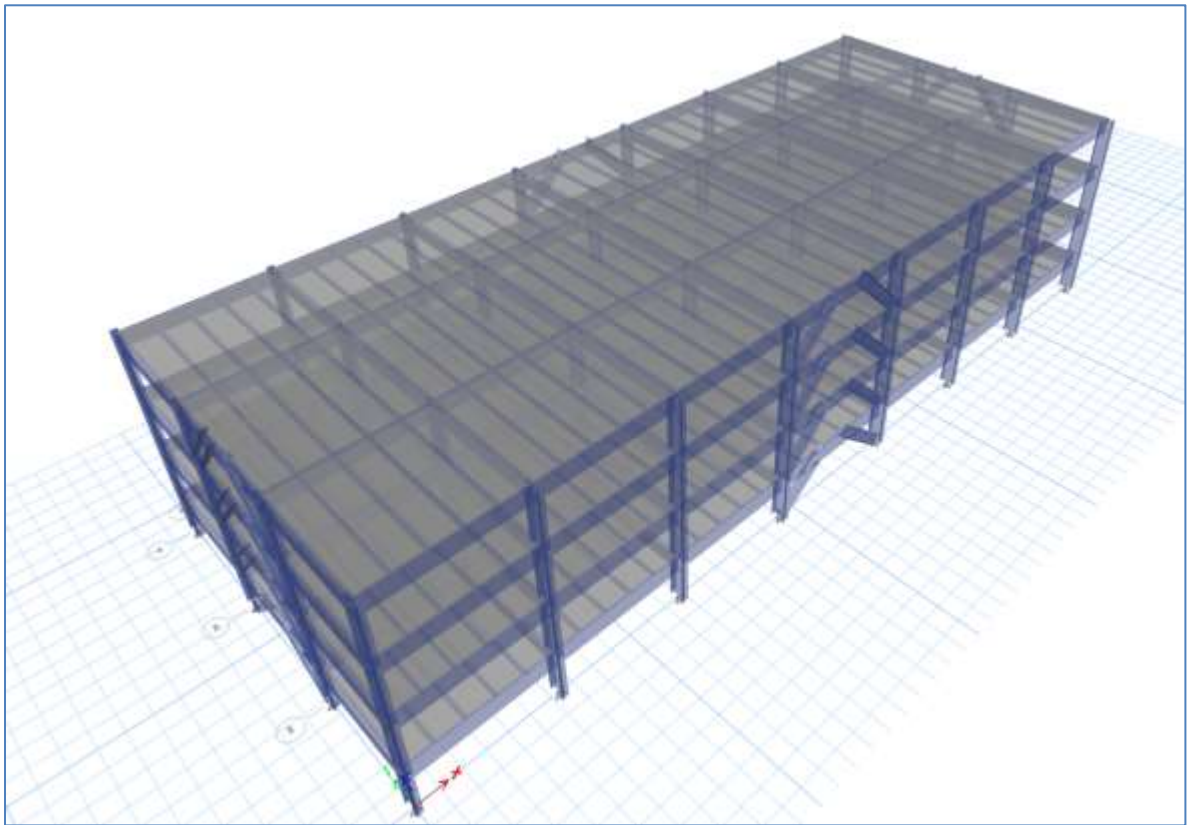


Figura VI. Vista 3D del Modelo. Fuente: Etabs.

Ubicado sobre la Pista Suburbana, en Managua, este edificio forma parte de un conjunto arquitectónico creado para satisfacer las necesidades de oficinas modernas. Su modelo tridimensional fue desarrollado en ETABS.

Con el objetivo de resistir cargas laterales (estructura perimetral), estarán diseñadas como un sistema de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) ya que son los responsables de resistir y disipar la energía proveniente del sismo, mientras que los pórticos internos o intermedios serán diseñados como pórticos ordinarios resistentes a momento (OMF) ya que resistirán cargas gravitacionales.

La ilustración VII muestra la vista en planta de la edificación a diseñar, resaltados se encuentran aquellos pórticos donde se reforzarán con arriostramientos EBF, la disposición en los pórticos y el tamaño de los mismos se diseñan para aumentar la rigidez de la edificación, ayudando de esta manera a controlar los desplazamientos, ya que las vigas y columnas están diseñadas principalmente para resistir las cargas gravitacionales.

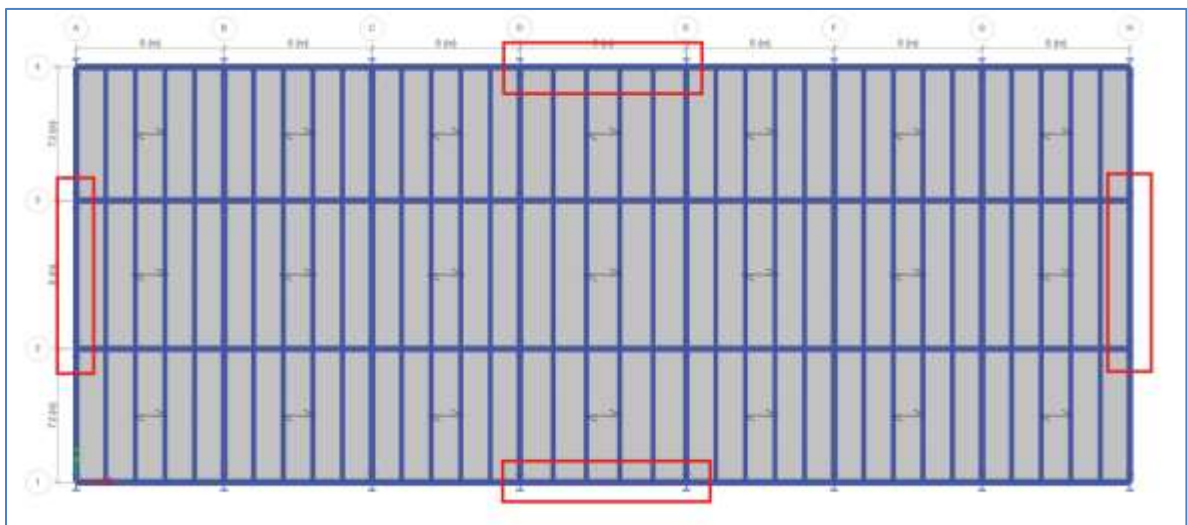


Figura VII. Planta Típica. Fuente: Etabs.

Las características de los miembros deben ser según las especificaciones dadas:

- Acero A992 para los perfiles del sistema aporticado (Vigas, columnas y arriostres).
- Perfiles W (Wide Flange) o de Pátin Ancho.
- El diafragma de entrepiso es de losa Steel Deck de acero tipo A653 grado 50 y concreto de 4000 psi.

A continuación, se presenta una descripción de la estructura:

Tabla 1: Composición de la Estructura

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
SISTEMA ESTRUCTURAL	EBF
PAREDES EXTERIORES	DUROCK
PAREDES INTERIORES	YESO/GYPSUM
SISTEMA DE TECHO	LOSA TIPO DECK
CIELO FALSO	CIELO FALSO DE GYPSUM
SISTEMA E ENTREPISO	LOSA TIPO DECK

3.2. Elaboración del Modelo

El modelamiento de la estructura se realizó con asistencia del software ETABS ya que está orientado al análisis y diseño de estructuras, por lo que presenta ventajas y herramientas que facilitan la creación del modelo.

3.2.1. Elementos Principales

Como se mencionó anteriormente todas las secciones de los elementos estructurales serán secciones de patines ancho, o perfiles W, ya que presentan una alta capacidad a flexión en comparación con los otros tipos de perfiles, en el software estos elementos son de tipo frame.

3.2.1.1. Diafragma

Para simplificar el análisis estructural de la edificación, se asumirá que el diafragma es rígido. Esto ayudará a distribuir de manera uniforme las fuerzas horizontales, como las de viento y sismo, entre los elementos que sostienen la estructura. En los entrepisos, se modelará una losa tipo deck de 10 cm de espesor total, lo que permitirá garantizar la resistencia y rigidez necesarias para transferir las cargas de forma eficiente y segura.

En el caso del techo, se optará por una losa tipo deck de 7.5 cm de espesor total. Este diseño más liviano reduce el peso de la estructura sin comprometer su desempeño frente a las cargas que debe soportar. Los espesores diferentes para entrepisos y techo se seleccionaron pensando en las necesidades específicas de cada nivel, asegurando un equilibrio entre funcionalidad, seguridad y eficiencia.

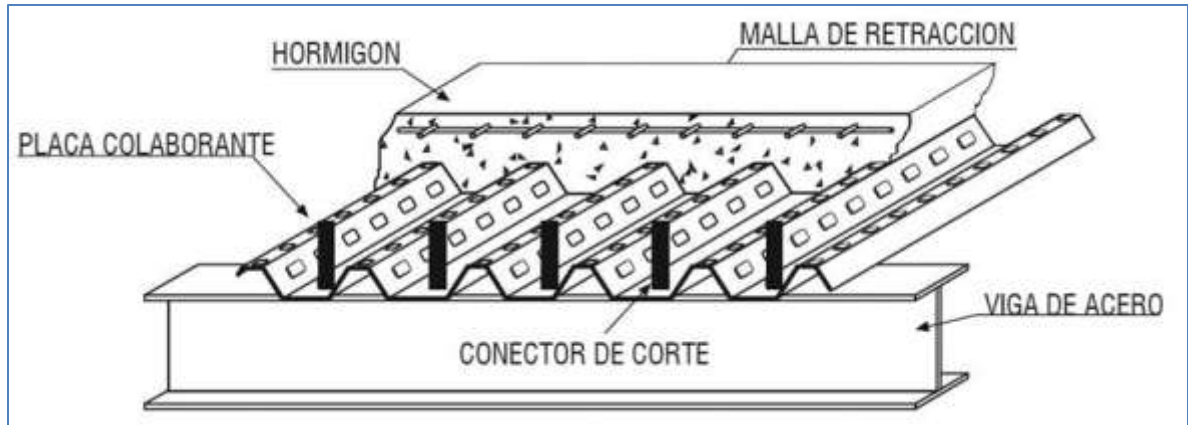


Figura VIII. Detalle típico de Deck.

3.3. Cargas de diseño

3.3.1. Cargas Muertas

Para la estimación de estas cargas se usarán los pesos propios de los elementos estructurales (obtenidos de modelo en ETABS) y los pesos de los materiales estipulados en el reglamento RNC-07 (tabla 7.4.1.).

3.3.1.1. Elementos no Estructurales (Sobrecarga)

Son los elementos que no componen el sistema principal de soporte de carga, su principal función es para la ocupación de la estructura, así como la satisfacción de sus usuarios, al ser elementos de carácter permanente se consideran cargas muertas. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022)

Tabla 2: Sobrecarga para entrepiso

Descripción	Peso (Kg/m²)
Cascote de mortero	30
Ladrillo de porcelanato alto tráfico	35
Paredes divisorias exteriores+ aislante fibra de vidrio	23
Paredes divisorias internas + aislante	10
Cielo falso + aislante	10
Instalaciones eléctricas/sanitarias/mecánicas	35
Mobiliario fijo	30
Acabados arquitectónicos	35
Total	208

Tabla 3: Sobrecarga para cubierta

Descripción	Peso (Kg/m²)
Cascote de mortero	20
Impermeabilizante	8
Cielo falso	10
Instalaciones eléctricas/sanitarias/mecánicas	35
Unidades condensadores + plataforma	20
Total	93

3.3.2. Cargas vivas

Estas conforman las cargas gravitacionales variables, se estiman en base a la ocupación del edificio, según la tabla 7.1.1 de la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua, para uso de oficinas y para azotea le corresponden las siguientes cargas vivas:

Tabla 4: Cargas vivas aplicadas

Descripción	Peso (Kg/m²)
CV para entrepiso	250
CV para losa de techo	100

3.3.3. Combinaciones de Carga

Se usará el enfoque de factores de carga y resistencia (LRFD) para el diseño de la estructura de acero. Se usarán combinaciones de carga, tal que la carga de diseño resultará de la combinación que produzca los esfuerzos más críticos en el elemento en cuestión. La sección 7.5.1 de la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua establece las siguientes combinaciones básicas para el método LRFD:

1. 1.4 CM
2. 1.2 CM + 1.6 CV
3. 1.2 CM + CV

Para el caso de la edificación a diseñar, al estar sometida a cargas sísmicas, se deben considerar las combinaciones de carga básica para sismo definidas en la sección 7.5.4.

4. 1.2 CM + E_h + CV
 1. 1.2 CM + SX + 0.3 SY + CV
 2. 1.2 CM + SX - 0.3 SY + CV
 3. 1.2 CM - SX + 0.3 SY + CV
 4. 1.2 CM - SX - 0.3 SY + CV
 5. 1.2 CM + 0.3 SX + SY + CV
 6. 1.2 CM + 0.3 SX - SY + CV
 7. 1.2 CM - 0.3 SX + SY + CV
 8. 1.2 CM - 0.3 SX - SY + CV

5. $0.9 CM + E_h$

1. $0.9 CM + SX + 0.3 SY$
2. $0.9 CM + SX - 0.3 SY$
3. $0.9 CM - SX + 0.3 SY$
4. $0.9 CM - SX - 0.3 SY$
5. $0.9 CM + 0.3 SX + SY$
6. $0.9 CM + 0.3 SX - SY$
7. $0.9 CM - 0.3 SX + SY$
8. $0.9 CM - 0.3 SX - SY$

3.4. Parámetros sísmicos de la estructura

3.4.1. Clasificación estructural

Según el capítulo 5 de la NSM las estructuras se clasificarán según su grupo de importancia, categoría de riesgo, categoría de diseño sísmico, regularidad estructural, material de construcción y sistema estructural.

La amenaza se clasificará de acuerdo con el período de retorno del evento sísmico asociado a una categoría de riesgo.

3.4.1.1 Clasificación por grupo de Importancia

- La estructura se clasificará en uno de los grupos de importancia establecidos en la tabla 5.2.2 que corresponden a una categoría de riesgo, la cual se encuentra directamente relacionada a un sismo de diseño tal como indica en la tabla 5.1.1.
- Según la tabla 5.2.2 la estructura en cuestión se considera de ocupación normal ya que no cumple con la condición de albergar más de 500 personas, al ser de cuatro niveles es menor que 10 y el área de construcción es de 1,277 m² lo que es menor a 10,000 m².

- Según la tabla 5.1.1 para estructuras de ocupación normal se asigna una categoría de riesgo II.
- Según la tabla 5.2.1 para una categoría de riesgo II se asigna un factor de importancia $I=1$.

3.4.1.2. Clasificación por categoría de diseño sísmico

A cada estructura se le asignará una categoría de diseño sísmico basada en el nivel de amenaza en la cual estén ubicadas y en la categoría de riesgo asociada a su grupo de importancia.

Se determina el valor de PGA para la ciudad de Managua, este valor se encuentra en la tabla 14.2 y le corresponde un valor de $PGA=0.36667$

Según la tabla 5.3.1 para una categoría de riesgo II y un valor de $PGA=0.36667$ se asigna una categoría de diseño sísmico $CDS=D$.

Esta categoría de diseño indica que se proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Se diseñará la estructura con un nivel de resistencia y exigencia máxima en el detallado, cumpliendo lo establecida para esta categoría en las normas aplicables según los materiales que componen la estructura.

3.4.1.3. Clasificación por irregularidad

Por su simetría la estructura se considera como regular, por lo que los coeficientes de regularidad $\phi_P=\phi_E=1$.

3.4.1.3.1. Irregularidad en Planta

- a. Tipo 1: Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura, calculadas posteriormente las derivas de piso, no presenta irregularidad torsional.
- b. Tipo 2: Se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante. La estructura en estudio no presenta ningún entrante o saliente en planta.
- c. Tipo 3: Se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos. Como se definió anteriormente la estructura no presenta entrantes, salientes o irregularidades en su planta.
- d. Tipo 4: La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura. Al ser una planta rectangular todos los ejes son ortogonales y paralelos, por lo que no se considera irregular.

3.4.1.3.2. Irregularidad en Elevación

- a. Piso Flexible: La estructura se considera irregular o de piso flexible cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los 3 pisos superiores.

Tabla 9: Irregularidad en Elevación.

Nivel	Rigidez X kN/m	Condición 70% Sup	Rigidez Y kN/m	Condición 70% Sup
Story4	1380790.92	-	1923761.41	-
Story3	1590366.01	Regular	2271142.39	Regular
Story2	1905290.10	Regular	2513556.48	Regular
Story1	1704629.38	Regular	2254429.91	Regular

- b. Distribución de masa: La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

Tabla 10: Distribución de masa.

Nivel	Masa Kgf	Condición 150% Sup
Story4	606824.12	-
Story3	744036.52	Regular
Story2	755011.30	Regular
Story1	766299.32	Regular

- c. Irregularidad geométrica: La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso, en toda su altura la estructura es simétricamente regular.

- d. Piso débil: La estructura se considera irregular o de piso débil cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la resistencia lateral de los 3 pisos superiores. Al tener el mismo sistema de rigidez se cumple que la estructura no presenta pisos débiles.

3.4.1.4. Clasificación por material y Sistema Estructural

Esta clasificación refleja las características de absorción y disipación de energía de los distintos sistemas estructurales empleados, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes sistemas. Para cada dirección de análisis el sistema sismorresistente deberá ser clasificado en uno o más de los sistemas mostrados en la NSM.

El sistema sismorresistente empleado será del tipo C.2 de la tabla 5.5.1, este sistema es un sistema de Marcos de Momento de Cerchas Especiales de Acero ya que para una $CDS=D$, el movimiento del suelo genera en la estructura grandes desplazamientos de tal forma que incursionan a la estructura en un comportamiento inelástico, por lo que se requiere de un marco resistente a momento especial.

Según esta clasificación se establece:

Coeficiente de Modificación de Respuesta $R = 8$

Material de Construcción = Acero Estructural

Factor de Sobrerresistencia $\Omega_o = 2$

Factor de Amplificación de la Deflexión $C_d = 4$

Cantidad Máxima de Altura = 50 m

Distorsión Máxima de Piso Permitida $\gamma_{max} = 0.025$

3.4.1.5. Parámetros de la Acción Sísmica

a. Zona Sísmica

La zonificación sísmica se define por medio del mapa de zonificación para Nicaragua, según la ilustración. El valor de $PGA = 0.36667$ corresponde a la Zona Z4.

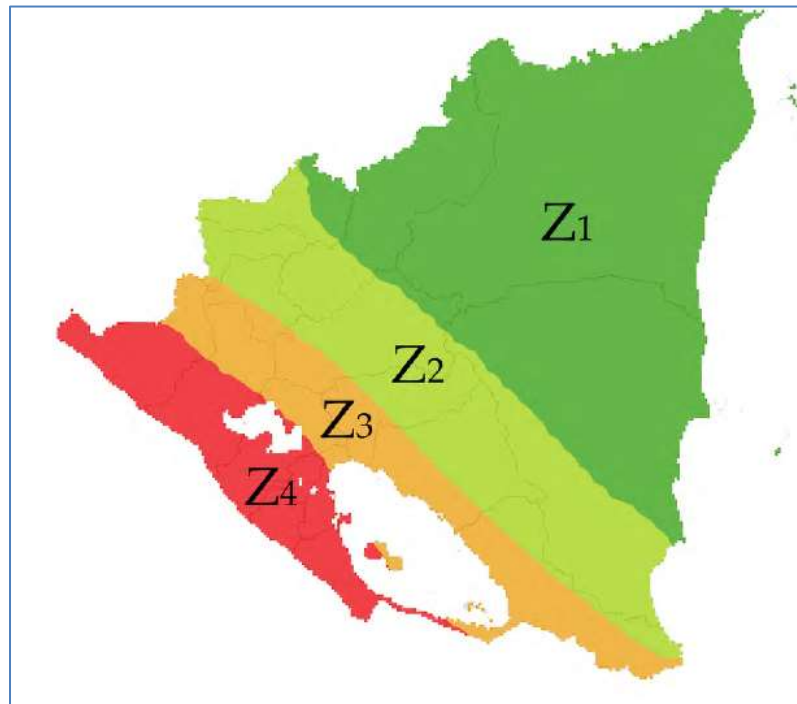


Figura X. Mapa de Zonificación Sísmica de Nicaragua. Fuente: RNC-07.

b. Clasificación del Sitio

El tipo de perfil de suelo para la edificación se considerará tipo C, se supone que un estudio de Mecánica de Suelos en el cual se realizaron sondeos con el ensayo de penetración estándar SPT dando como resultado un número de golpes $N=65$. Según la tabla 6.3.1 de la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua, al ser mayor que 50, le corresponde un tipo de Suelo muy Denso.

c. Factor de Amplificación por Tipo de Suelo

Para una edificación construida en la zona Z4 y sobre un tipo de suelo D, corresponde un factor de amplificación por tipo de suelo $F_{as}=1.3$.

d. Factores de Ajuste Espectral por Comportamiento de Suelos

Estos factores ajustan los valores del período que definen la meseta del espectro de diseño, en el cual toma en cuenta el incremento en la abscisa del espectro de respuesta debido a la pérdida de rigidez del suelo.

Según la tabla 6.5.1 los factores de ajuste espectral son $F_{STB}=1$ y $F_{STC}=4/3$.

e. Factor de Comportamiento Sísmico del Sistema Estructural

El coeficiente de modificación de respuesta R para los distintos sistemas estructurales depende de la ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento en función de cada sistema estructural, además de los elementos y materiales que lo componen este factor deberá de ser reducido en caso de presentarse alguna irregularidad en la estructura, según lo descrito en el apartado C del capítulo 1.1.

En este caso al ser la estructura tanto regular en planta como en elevación el factor de comportamiento es $R_o=R$

f. Espectro de Respuesta Elástica

Se establece un espectro normalizado de respuesta elástica de aceleraciones en la superficie libre del terreno para aceleraciones horizontales, expresadas como fracción de la gravedad correspondientes a un oscilador lineal simple, con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico definido por los siguientes valores:

$$A_o = 0.468$$

$$T_b = 0.05 \text{ s}$$

$$\beta = 2.4$$

$$T_c = 0.3 \text{ s}$$

$$p = 0.8$$

$$T_d = 2 \text{ s}$$

$$q = 2$$



Figura XI. Espectro elástico e inelástico. Fuente: Elaboración propia en Excel.

3.4.1.6. Coeficiente Sísmico

Se utiliza como referencia la sección 8.2.1.5 del código NSM, para verificar que el período fundamental de la estructura no supera el valor del producto de $C_u T_a$.

$$h_n = 14.4 \text{ m} \quad \text{Altura total del edificio}$$

$$C_t = 0.0731$$

$$x = 0.75$$

$$T_a = C_t h_n^x = (0.0731) 14.4^{0.75} = 0.540 \text{ s} \quad \text{Período fundamental aproximado}$$

$$C_u T_a = (1.4)(0.54) = 0.757 \text{ s} \quad \text{Límite superior del período}$$

Debido a que el período obtenido del análisis estructural tridimensional es menor a 0.757 s, se pueden utilizar los períodos calculados con ETABS.

El coeficiente sísmico se calcula para el método de la fuerza lateral equivalente, para la evaluación del mismo se debe conocer el período fundamental de la estructura, este se obtiene del software ETABS.

Tabla 11: Períodos fundamentales

Dirección de Análisis	Período (s)	Coeficiente Sísmico
Dirección X	0.361	0.140
Dirección Y	0.312	0.140

3.4.2. Elección del método

Existen distintos métodos de análisis sísmicos, estos se dividen principalmente en lineales y no lineales, cada método tiene sus respectivas limitaciones. Para el caso de esta edificación puede analizarse por el método de la fuerza lateral equivalente o el método modal espectral.

De acuerdo a la Norma, sección 8.2.1.1, el método de la fuerza lateral equivalente puede utilizarse para el análisis de estructuras regulares, de altura no mayor a 12 m. Este método no puede utilizarse para estructuras clasificadas del tipo III y IV o que presenten irregularidad extrema. Ya que la altura de la edificación en estudio es de 14.4 m no aplica este método.

Asimismo, con base en sección 8.2.2 de la norma, el método de análisis dinámico modal espectral puede utilizarse para todos los tipos de estructuras en todas las zonas del país, por lo que se elige este método para el análisis de la estructura de este trabajo monográfico.

3.4.3. Análisis sísmico modal espectral

Según el capítulo de la NSM, este método puede ser aplicado a cualquier edificio y con este se obtienen las fuerzas sísmicas actuantes por piso en donde se utilizan las formas características y el período de vibración de cada modo, utilizando la masa y la rigidez del edificio, así como el espectro de respuesta generado para las características de la edificación, lo que permite determinar los desplazamientos y esfuerzos de los elementos que componen la estructura, seleccionando el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participará en los movimientos de las direcciones ortogonales horizontales al momento de analizar el sismo.

3.4.3.1. Períodos y masa participativa

Se debe verificar primeramente la participación de la masa de la estructura en cada una de las direcciones, en la Tabla se muestran los períodos de los modos de vibración obtenidos el modelo en ETABS.

Tabla 12: Participación de masas modales. Fuente: Modelo ETABS

Modo de Vibrar	Período sec	UX	UY	RZ
1	0.361	0.8907	0	0
2	0.312	0	0.8959	0
3	0.216	0	0	0.8847
4	0.134	0.0913	0	0
5	0.101	0	0.0813	0
6	0.082	0.0145	0	0
7	0.075	0	0	0.091
8	0.066	0.0036	0	0
9	0.054	0	0.0169	0
10	0.042	0	0	0.0186
11	0.037	0	0.0058	0
12	0.031	0	0	0.0057
Total		1.00	0.99	1.00

$$\Gamma = \frac{\phi_i * M * r}{\phi_i^T * M * \phi_i}$$

La tabla anterior muestra los períodos de vibración, así como pesos modales efectivos para los 12 modos. Se puede observar que cada modo predomina en la dirección de análisis, así como al considerar los primeros 7 modos se aporta más del 90% de la masa de la estructura.

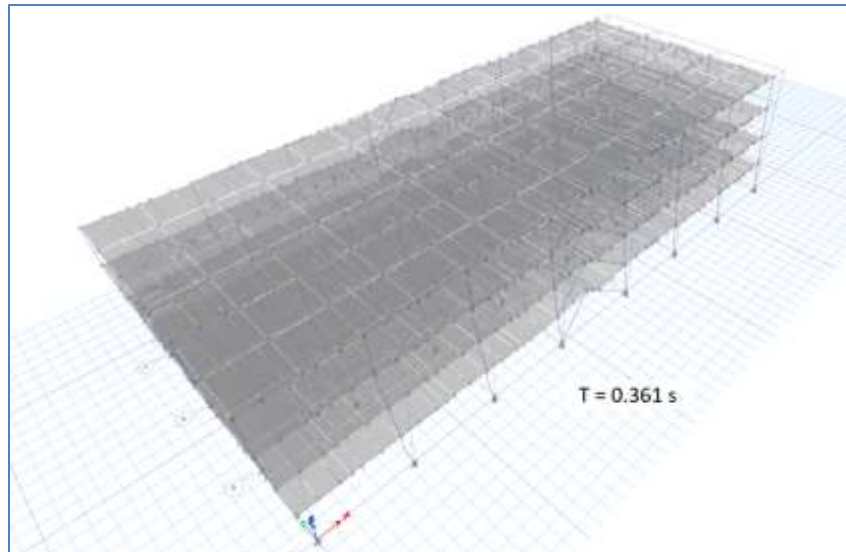


Figura XII. Modo fundamental de Vibración en eje X. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

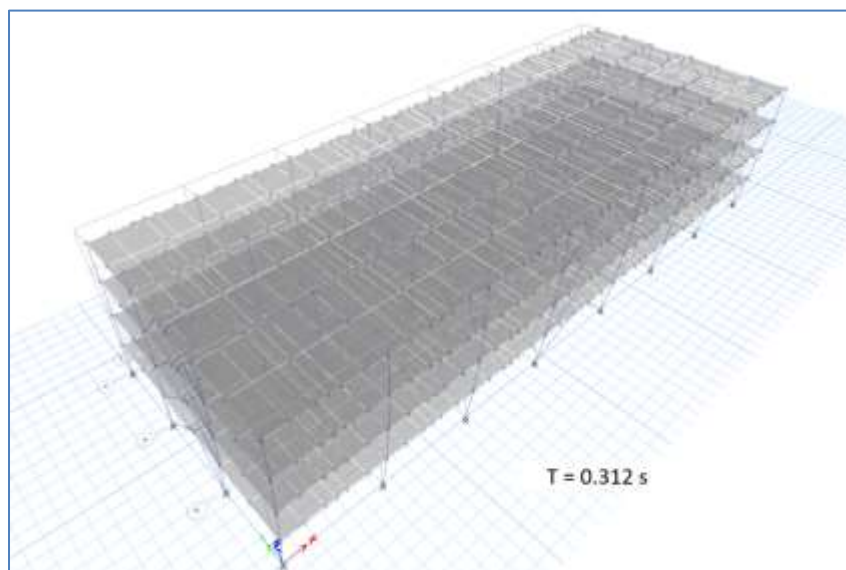


Figura XIII. Modo fundamental de Vibración en eje Y. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

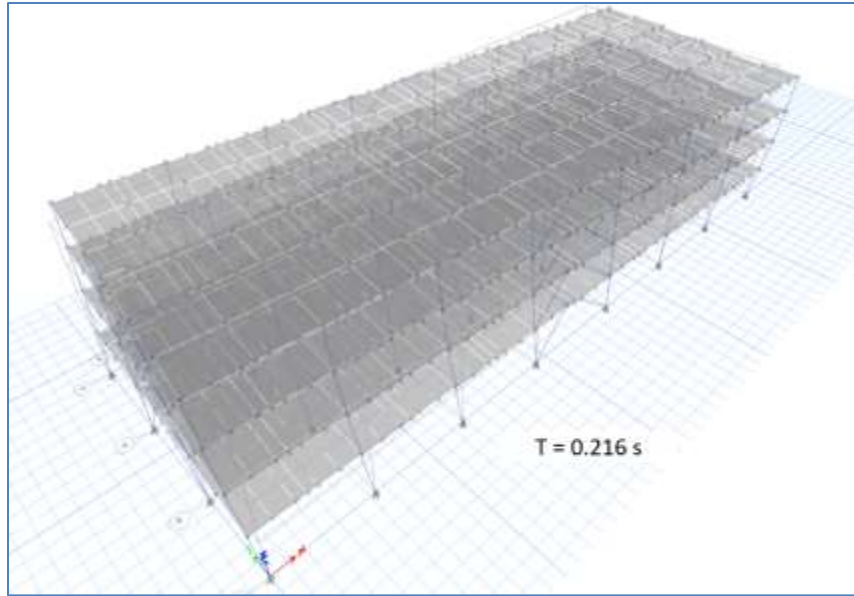


Figura XIV. Modo fundamental de Vibración torsional. Fuente: Elaboración propio en Etabs.

3.4.3.2. Revisión del cortante basal.

El capítulo 8.2.2.5 de la NSM establece que deberá calcularse un cortante basal mediante las combinaciones modales en cada una de las direcciones horizontales ortogonales. También deberá calcularse un cortante basal estático en cada una de las direcciones horizontales ortogonales utilizando el período fundamental T. Cuando la respuesta combinada para el cortante basal dinámico Vs resulte menor que el 100% del cortante basal estático Vs, debe realizarse una corrección, incrementando las fuerzas mediante un factor de escala.

Los valores de la fuerza cortante sísmica en cada dirección se obtienen del software ETABS.

Tabla 13: Cortante Dinámico y Estático por piso

Cortante Dinamico			Cortante Estático		
Story	VX tonf	VY tonf	Story	VX tonf	VY tonf
Story4	113.939	113.754	Story4	140.724	140.724
Story3	227.574	226.862	Story3	270.133	270.133
Story2	310.480	311.719	Story2	357.677	357.677
Story1	361.446	363.115	Story1	402.104	402.104
Vb	361.446	363.115	Vb	402.104	402.104

$$V_b = \sum V_i$$

$$FS_x = \frac{402.104}{361.446} = 1.112$$

$$FS_y = \frac{402.104}{363.115} = 1.107$$

Ya que el cortante basal estático supera al dinámico, es necesario realizar una corrección incrementando las fuerzas por los factores de escala calculados.

$$Final FS_x = (1.112) * 9806.65 = 10909.765$$

$$Final FS_y = (1.107) * 9806.65 = 10859.626$$

Aplicando los factores de escala en cada dirección, resultan los siguientes cortantes de piso:

Cortantes Dinámicos		
Nivel	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story4	126.756	125.968
Story3	253.173	251.221
Story2	345.405	345.189
Story1	402.104	402.104
Vb	402.104	402.104

3.4.3.4. Revisión de los desplazamientos

Se revisarán las derivas de piso, estas serán calculadas como la diferencia de los desplazamientos en los centros de masa superior e inferior del piso en consideración, los desplazamientos usados para calcular las derivas de piso serán los que resulten de multiplicar el desplazamiento lateral elástico en un punto del nivel de análisis calculado con el espectro de diseño y multiplicado por un factor de amplificación, establecido en el capítulo 10.2 de la NSM.

El Factor de amplificación de la deflexión $C_d = 4$ y del factor de importancia $I=1$, definido previamente en la tabla 5.5.1 de la NSM

Tabla 14: Análisis de desplazamientos en la dirección X

Nivel	Altura mm	Desplazamiento mm	Dirección de Análisis X			Distorsión Admisible	Criterio
			Desplazamiento Amplificado	Deriva mm	Distorsión		
Story4	3600	6.817	27.268	3.980	0.001	0.025	Cumple
Story3	3600	5.822	23.288	6.672	0.002	0.025	Cumple
Story2	3600	4.154	16.616	7.380	0.002	0.025	Cumple
Story1	3600	2.309	9.236	9.236	0.003	0.025	Cumple

Tabla 15: Análisis de desplazamientos en la dirección Y

Nivel	Dirección de Análisis Y						Criterio
	Altura mm	Desplazamiento mm	Desplazamiento Amplificado	Deriva mm	Distorsión	Distorsión Admisible	
Story4	3600	5.034	20.136	2.836	0.001	0.025	Cumple
Story3	3600	4.325	17.300	4.656	0.001	0.025	Cumple
Story2	3600	3.161	12.644	5.584	0.002	0.025	Cumple
Story1	3600	1.765	7.060	7.060	0.002	0.025	Cumple

Donde:

Desplazamientos amplificados $\delta = \frac{C_d * d}{I}$

Deriva de piso $\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$

Distorsión $\gamma_i = \frac{\Delta_i}{h_i}$

3.4.3.5. Revisión de efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden o efectos P- Δ se deberán tomar en cuenta como lo establece la sección 9.5 de la NSM. Se calcularán en las dos direcciones principales de la estructura para determinar el factor de incremento y la evaluación de la estabilidad global de la estructura. No se considerará efectos de segundo orden cuando el coeficiente de estabilidad θ determinado por la siguiente expresión sea menor o igual que 0.1.

$$\theta = \frac{P_i \Delta_i I}{V_i h_i C_d}$$

Donde:

P_i Peso del piso en análisis

Δ_i Deriva de piso

I Factor de Importancia

V_i Cortante sísmico del piso

h_i Altura del piso

C_d Factor de amplificación de la deflexión.

Tabla 16: Verificación de efectos de segundo orden en la dirección X

Dirección de Análisis X							
Nivel	Altura mm	Masa Kgf	Masa Acum Kgf	Deriva mm	Cortante Kgf	Coeficiente θ	Criterio
Story4	14400	606824.12	2872171.26	3.980	126755.50	0.002	Cumple
Story3	10800	744036.52	2265347.14	6.672	253172.80	0.001	Cumple
Story2	7200	755011.30	1521310.62	7.380	345404.50	0.001	Cumple
Story1	3600	766299.32	766299.32	9.236	402104.00	0.001	Cumple

Tabla 17: Verificación de efectos de segundo orden en la dirección Y

Dirección de Análisis Y							
Nivel	Altura mm	Masa Kgf	Masa Acum Kgf	Deriva mm	Cortante Kgf	Coeficiente θ	Criterio
Story4	14400	606824.12	2872171.26	2.836	125967.60	0.001	Cumple
Story3	10800	744036.52	2265347.14	4.656	251221.00	0.001	Cumple
Story2	7200	755011.30	1521310.62	5.584	345189.30	0.001	Cumple
Story1	3600	766299.32	766299.32	7.060	402104.00	0.001	Cumple

Ya que el coeficiente de estabilidad en todos los pisos es menor que 0.1, no se consideran efectos de segundo orden en el análisis.

3.5. Procedimiento de modelación y análisis en Etabs

3.5.1. Modelo a desarrollar

ETABS es la herramienta de cómputo que se utilizará para desarrollar el modelo estructural de la edificación de cuatro niveles. Este modelo permitirá evaluar el comportamiento estructural bajo diversas condiciones de carga. El proceso incluirá la definición de materiales y la aplicación de cargas correspondientes. Este ejercicio es fundamental para comprender la capacidad del programa en la simulación del comportamiento de estructuras reales, facilitando el proceso de diseño según los criterios estructurales. (Computers and Structures Inc. [CSI], 2023)

3.5.2 Niveles y ejes

La tabla presentada corresponde a la definición de los niveles de la edificación de cuatro pisos, modelada en ETABS.

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
►	Story4	3.6	14.4	No	None	No	0	
	Story3	3.6	10.8	No	Story1	No	0	
	Story2	3.6	7.2	No	Story1	No	0	
	Story1	3.6	3.6	Yes	None	No	0	
	Base		0					

Figura XV. Niveles de la estructura. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

Además de configurar los niveles, es fundamental mostrar los ejes de la estructura en el modelo. Los ejes permiten identificar y ubicar con precisión los elementos estructurales, como columnas y vigas. La correcta alineación de los ejes garantiza que las cargas se distribuyan adecuadamente en el modelo, contribuyendo al desempeño de la estructura.

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End
B	8	Yes	End
C	16	Yes	End
D	24	Yes	End
E	33	Yes	End

F	41	Yes	End
G	49	Yes	End
H	57	Yes	End

Figura XVI. Ejes de la estructura. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.3. Definición de materiales

Se presenta la asignación de materiales utilizados en los elementos estructurales del modelo. En este caso, se emplearán perfiles tipo W para los elementos metálicos y losa tipo deck, compuesta por concreto y lámina de acero, para los sistemas de entrepiso.

Material Property Data

General Data

Material Name: AA992Fy50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Yellow] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 199947.98 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 76903.07 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura XVII. Detalle de acero utilizado. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

Material propuesto para losa tipo Deck

General Data

Property Name: CUBIERTA

Type: Filled

Slab Material: 4000Psi

Deck Material: A416Gr270

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 75 mm

Rib Depth, hr: 75 mm

Rib Width Top, wrt: 175 mm

Rib Width Bottom, wrb: 125 mm

Rib Spacing, sr: 300 mm

Deck Shear Thickness: 0.4 mm

Deck Unit Weight: 0.045 kN/m²

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 150 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 400 MPa

General Data

Property Name: Deck_TE

Type: Filled

Slab Material: 4000Psi

Deck Material: A416Gr270

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 100 mm

Rib Depth, hr: 75 mm

Rib Width Top, wrt: 175 mm

Rib Width Bottom, wrb: 125 mm

Rib Spacing, sr: 300 mm

Deck Shear Thickness: 1 mm

Deck Unit Weight: 0.059 kN/m²

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 150 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 400 MPa

Figura XVIII. Detalles de losas utilizadas. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.3.1. Definición de diafragma

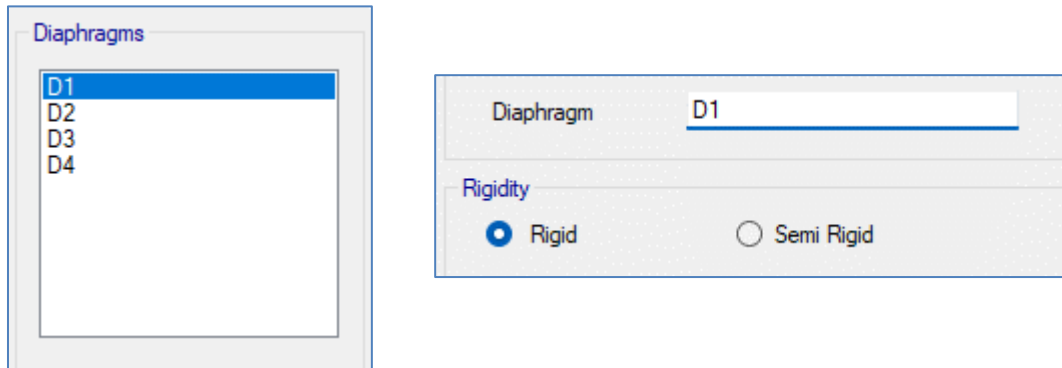


Figura XIX. Diafragma utilizado. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

En el modelado estructural, se asumirá que el diafragma se comporta como rígido, ya que las losas tipo deck presentan este comportamiento. Este enfoque facilita el análisis estructural al garantizar que las deformaciones horizontales en cada nivel (se asignará un diafragma por nivel) sean uniformes, lo que permite una distribución eficiente y precisa de las fuerzas horizontales, como las generadas por sismos.

3.5.4 Cargas aplicadas

A continuación, se presentan los tipos de cargas que se han considerado en el modelado estructural de la edificación. Estas cargas son fundamentales para garantizar que el análisis y diseño reflejen las fuerzas y efectos a los que estará sometida la estructura.

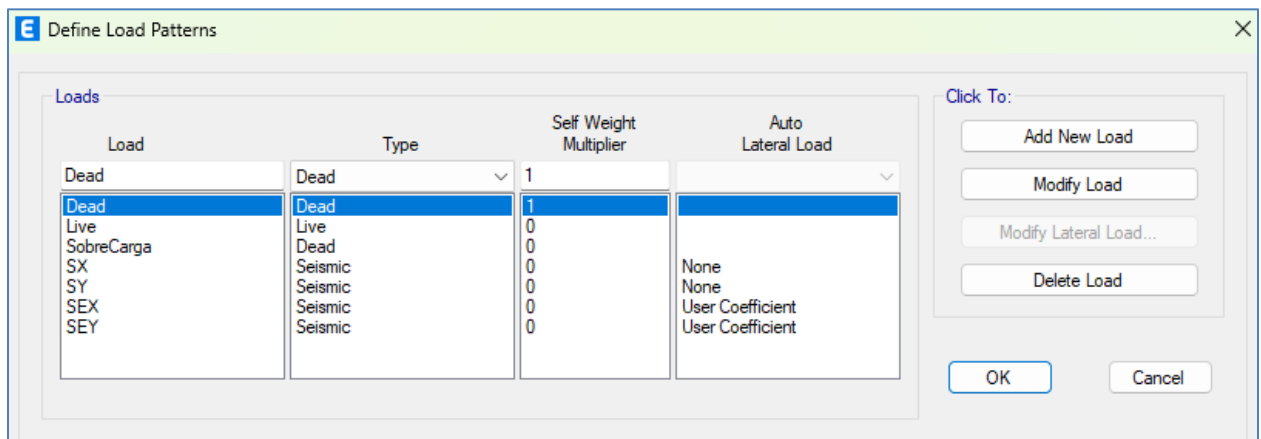


Figura XX. Definición de cargas. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

Las cargas viva son aquellas que varían con el tiempo y dependen del uso y ocupación de la estructura. Incluyen el peso de las personas dentro de un edificio, el mobiliario móvil como escritorios y sillas, vehículos en estacionamientos o puentes, y materiales almacenados en depósitos.

3.5.4.1. Cargas Laterales

Las cargas laterales son fuerzas horizontales que actúan sobre las estructuras debido a factores como el viento, los sismos o presiones externas, y representan un desafío clave en el diseño estructural. Estas cargas generan desplazamientos, momentos y esfuerzos internos que deben ser controlados para garantizar la estabilidad y seguridad de la edificación. En los análisis estructurales, como los realizados en ETABS, las cargas laterales se distribuyen a lo largo de los ejes principales de la estructura (ejes X y Y), lo que permite evaluar su respuesta y diseñar los elementos resistentes de manera eficiente.

The figure displays two screenshots of the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box in ETABS, illustrating the configuration for manual distribution of lateral loads in the X and Y directions.

Top Screenshot (X Dir Configuration):

- Direction and Eccentricity:**
 - ☒ X Dir
 - ☐ Y Dir
 - ☒ X Dir + Eccentricity
 - ☐ Y Dir + Eccentricity
 - ☒ X Dir - Eccentricity
 - ☐ Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.14
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: Story4
 - Bottom Story: Base

Bottom Screenshot (Y Dir Configuration):

- Direction and Eccentricity:**
 - ☐ X Dir
 - ☒ Y Dir
 - ☐ X Dir + Eccentricity
 - ☒ Y Dir + Eccentricity
 - ☐ X Dir - Eccentricity
 - ☒ Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.14
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: Story4
 - Bottom Story: Base

Figura XXI. Cargas laterales distribuidas de forma manual en dirección X y Y. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.4.2. Cargas distribuidas en los elementos.

▼	Load Pattern: Live	
>	Uniform	2.452 kN/m ²
▼	Load Pattern: SobreCarga	
>	Uniform	2.04 kN/m ²

Figura XXII. Cargas del nivel 1 al nivel 3: Elaboración propia en Etabs.

▼	Load Pattern: Live	
>	Uniform	0.981 kN/m ²
▼	Load Pattern: SobreCarga	
>	Uniform	1 kN/m ²

Figura XXIII. Cargas del nivel 4 Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.4.3. Casos de cargas

Los casos de carga son fundamentales en el análisis estructural, ya que permiten representar de manera precisa las diferentes acciones que actúan sobre la estructura. Cada caso define un tipo específico de carga o condición de carga, y su propósito principal es evaluar cómo responde la estructura a dichas acciones de forma individual. (*American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022*)

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
Modal	Modal - Eigen
SobreCarga	Linear Static
SX	Response Spectrum
SY	Response Spectrum
SEX	Linear Static
SEY	Linear Static

Figura XXIV. Casos de cargas aplicadas al modelo Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.4.4. Cargas gravitacionales.

Las cargas gravitacionales en el análisis estructural son aquellas que actúan de manera vertical debido a la gravedad, y en este caso se consideran las cargas muertas, cargas vivas y sobrecargas. Las cargas muertas corresponden al peso propio de los elementos estructurales y componentes fijos como muros, acabados o instalaciones permanentes, mientras que las cargas vivas son variables y derivan del uso y ocupación de la estructura, como personas, muebles o equipos móviles. Por su parte, las sobrecargas incluyen acumulaciones temporales de materiales o condiciones específicas como nieve o agua, dependiendo de la ubicación de la edificación. Estas cargas son esenciales para evaluar los esfuerzos internos y garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura.

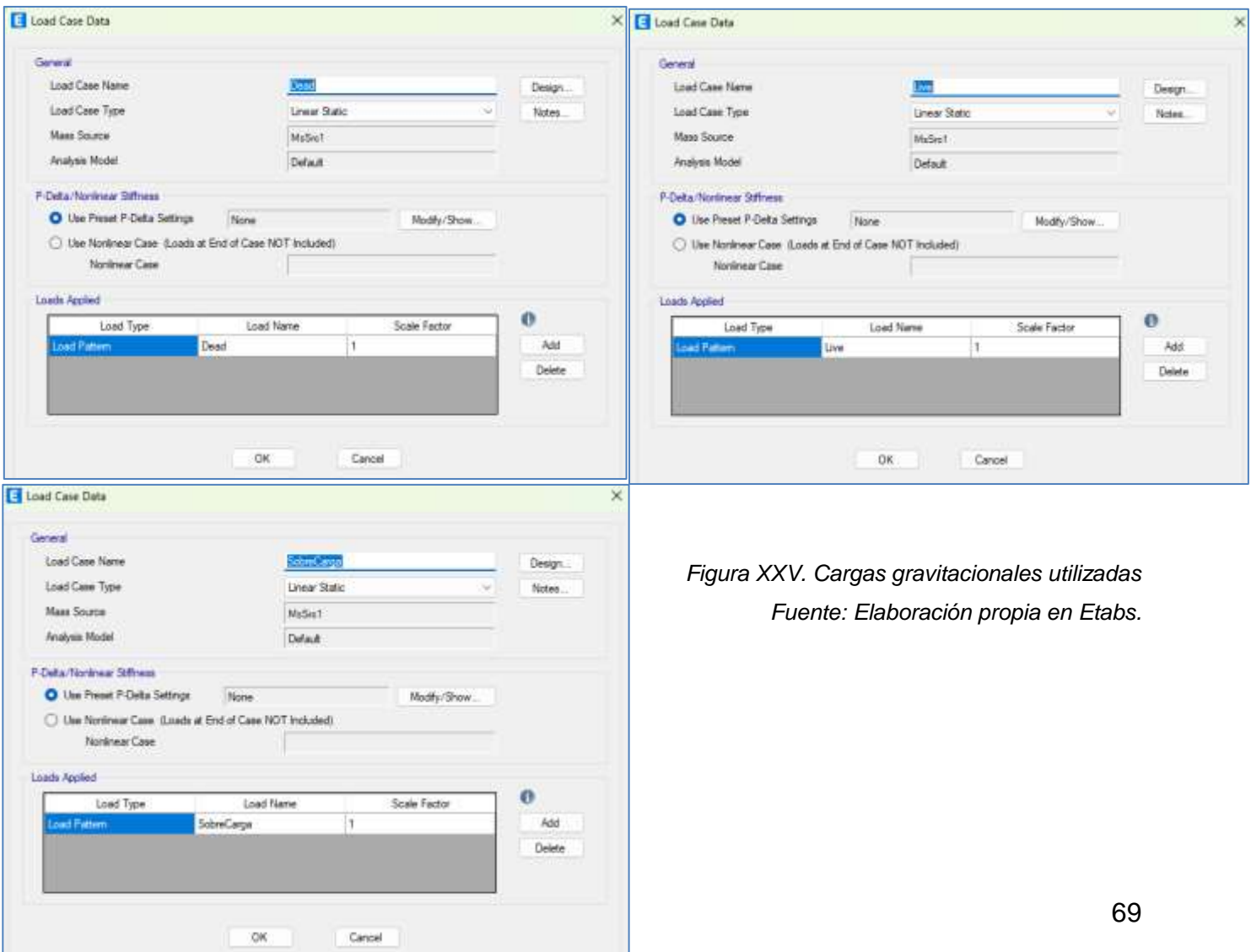


Figura XXV. Cargas gravitacionales utilizadas
Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.4.5. Cargas accidentales

En la figura se muestra la fuente de masa para considerar la acción sísmica de la estructura.

Mass Source Data

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- ☒ Element Self Mass
- ☐ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
SobreCarga	0
SobreCarga	0
Live	0.15

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figura XXVI. Cargas accidentales utilizadas Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.4.6. Sismo estático lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: SEX Design... Notes...

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

- ☒ Use Preset P-Delta Settings None Modify/Show...
- ☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included) Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SEX	1

OK Cancel

Load Case Data

General

Load Case Name: SEY Design... Notes...

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

- ☒ Use Preset P-Delta Settings None Modify/Show...
- ☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included) Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SEY	1

OK Cancel

Figura XXVII. Sismo en X y Sismo en Y: Elaboración propia en Etabs.

3.5.4.7. Fuerzas Sísmicas Dinámicas

Caso modal

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General**
 - Load Case Name: Modal
 - Load Case Type/Subtype: Modal (selected), Eigen (selected)
 - Mass Source: MsSrc1
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness**
 - ☒ Use Preset P-Delta Settings: None
 - ☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included):
- Loads Applied**
 - Advanced Load Data Does NOT Exist
 - ☐ Advanced
- Other Parameters**
 - Maximum Number of Modes: 12
 - Minimum Number of Modes: 1
 - Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec
 - Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec
 - Convergence Tolerance: 1E-09
 - ☒ Allow Auto Frequency Shifting

Buttons: OK, Cancel

Figura XXVIII. Caso modal utilizado Fuente: Elaboración propia en Etabs.

Espectro de Diseño

El espectro de diseño es una representación gráfica que describe la respuesta máxima de una estructura a un evento sísmico en función de su período natural de vibración y la aceleración del suelo. Es una herramienta clave en el diseño sismorresistente, ya que permite evaluar cómo diferentes estructuras, con distintos períodos de vibración, responden ante un sismo. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022)

El espectro de diseño se deriva del espectro de respuesta, que es un análisis teórico basado en la respuesta de osciladores simples (masas unidas a un resorte) bajo una aceleración sísmica específica. En ingeniería, el espectro de diseño se ajusta considerando factores como la importancia de la estructura, las condiciones del suelo (suaves, rígidas, intermedias) y las características sísmicas de la región. Estos ajustes se normalizan en códigos y normativas como el ASCE 7-22 o las regulaciones locales, para que el diseño sea adecuado a las condiciones específicas del lugar.

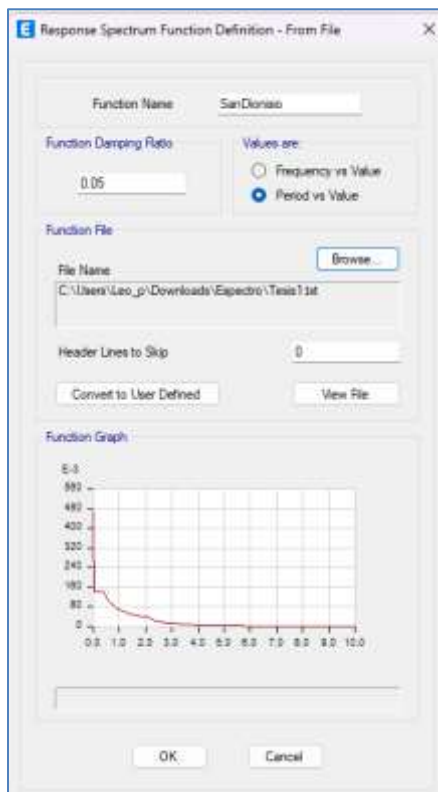


Figura XXIX. Espectro de diseño implementado en el modelo. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

Caso de carga sísmica dinámica

Load Case Data - U1

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	San-Denis	10909.77

Other Parameters

- Model Load Case: Model
- Model Combination Method: CQC
- Include Rigid Response: ☐
- Rigid Frequency 1:
- Rigid Frequency 2:
- Periods = Rigid Type:
- Earthquake Duration: 10
- Directional Combination Type: SRSS
- Reduce Directional Combination Scale Factor:
- Model Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Load Case Data - U2

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	San-Denis	10659.63

Other Parameters

- Model Load Case: Model
- Model Combination Method: CQC
- Include Rigid Response: ☐
- Rigid Frequency 1:
- Rigid Frequency 2:
- Periods = Rigid Type:
- Earthquake Duration: 10
- Directional Combination Type: SRSS
- Reduce Directional Combination Scale Factor:
- Model Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura XXX. Casos de cargas sísmicas dinámicas. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

3.5.5. Chequeo de modelo

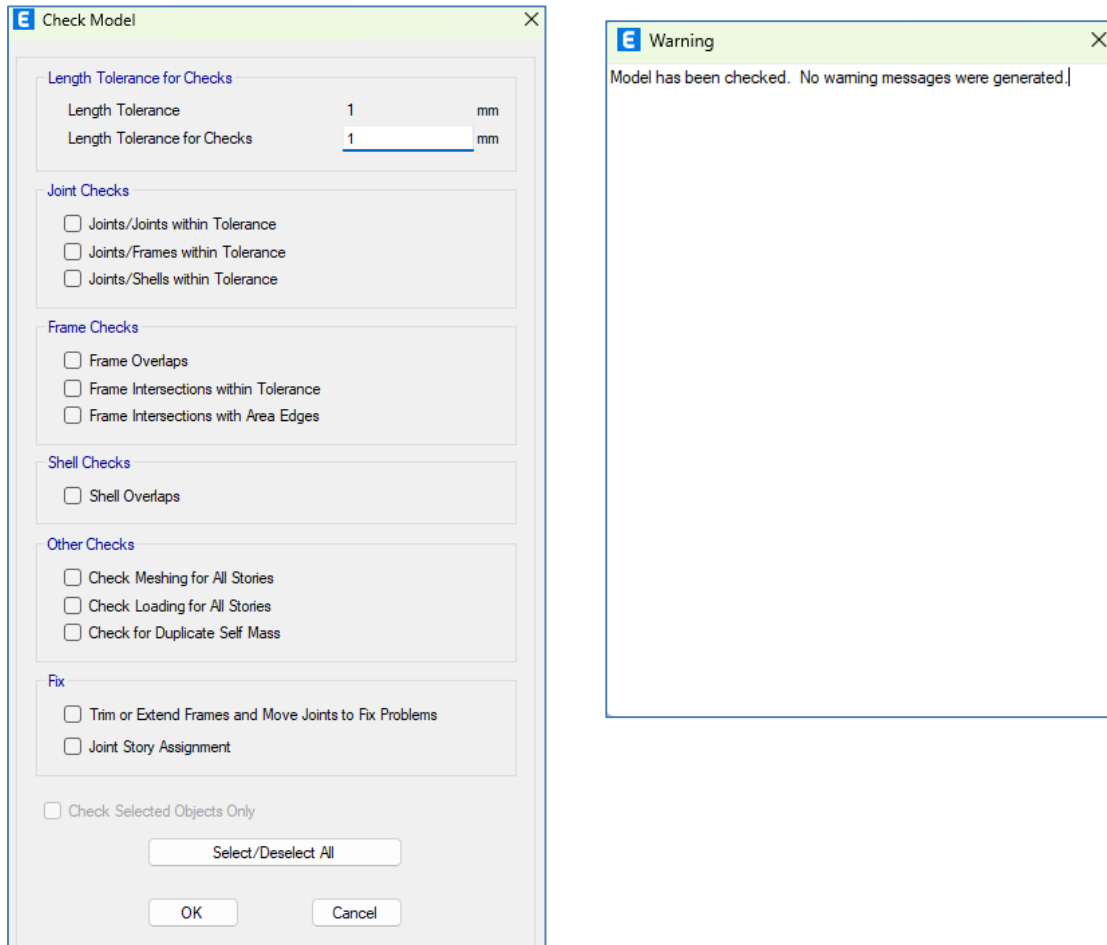


Figura XXXI. Chequeo de errores mediante el software etabs. Fuente: Elaboración propia en Etabs.

Se verificó el modelo para asegurarse de que no haya errores en la introducción de la información o en la asignación de los componentes.

3.6. Diseño de elementos estructurales

Se llevará a cabo una comparación del diseño de los elementos estructurales (viga link, vigas secundarias, vigas principales, riostras y columnas) utilizando los resultados obtenidos del modelo desarrollado en ETABS y hojas de cálculo elaboradas en Mathcad Prime. Este análisis tiene como propósito verificar los criterios de diseño sísmico aplicados en los marcos arriostrados excéntricamente, siguiendo las Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural (AISC 341-22) y las Especificaciones para Edificios de Acero Estructural (AISC 360-22). También se considerará el diseño de otros componentes, como rigidizadores del link y conexiones.

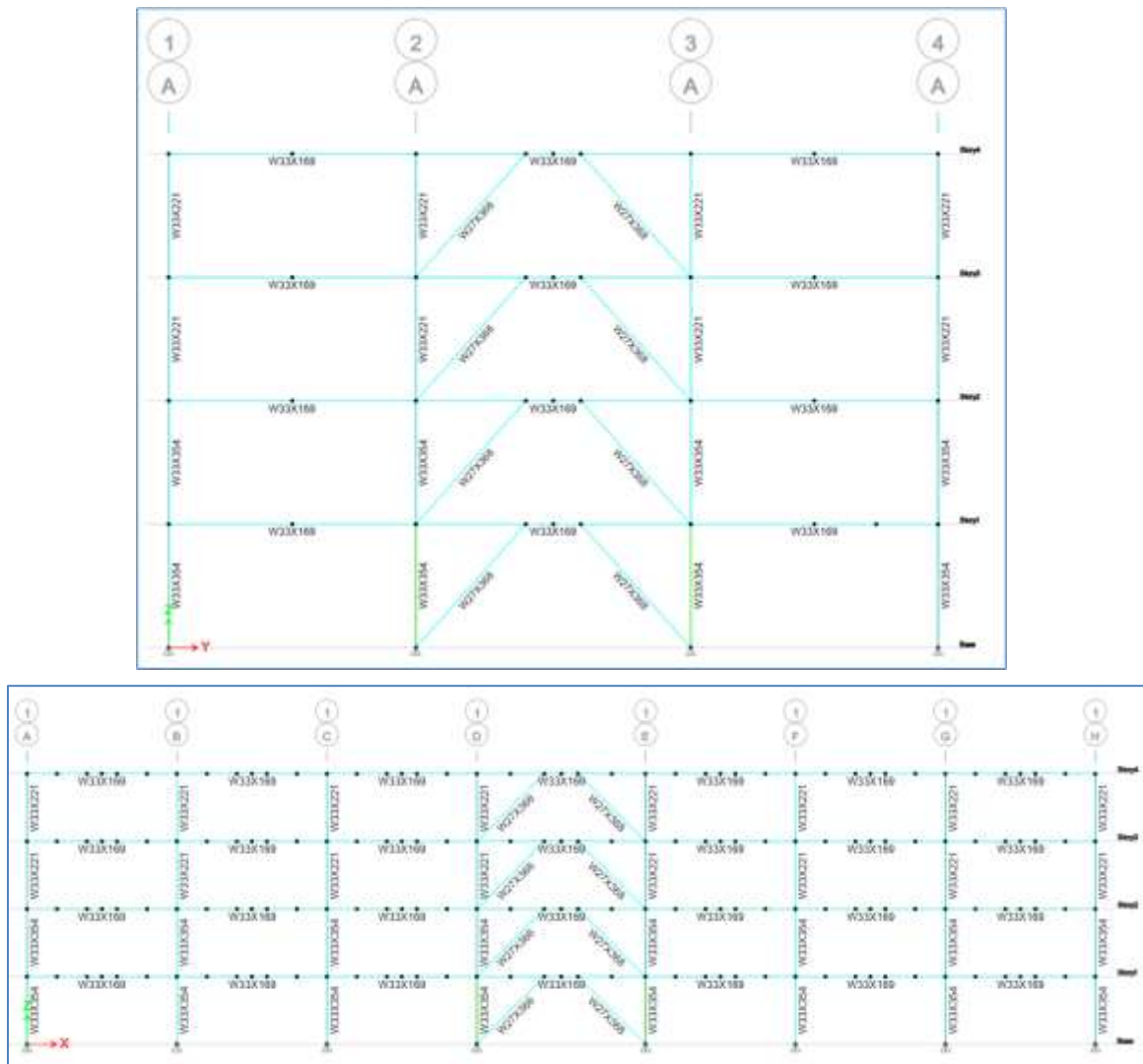
Los softwares empleados son: Mathcad permite realizar cálculos matemáticos interactivos, organizar resultados y documentar análisis de manera clara y visual. Excel, en tanto, es una herramienta flexible para manejar datos, realizar cálculos automatizados y generar gráficos, facilitando el análisis y la presentación de resultados.

En este proyecto, ambos programas se utilizan para abordar el diseño estructural bajo el método LRFD.

3.6.1. Descripción general del modelo

En la figura mostrada se observan las relaciones demanda-capacidad de los elementos estructurales de los marcos del eje A y eje 1 obtenidas del modelo en ETABS; de los ejes previamente mencionados se analizarán los elementos que presentan mayores solicitaciones ante un evento sísmico, cuyo resultado de los mismos será verificado a continuación, donde se detallará el procedimiento paso a paso del diseño y la obtención de las resistencias esperadas. Posteriormente, se realizará el diseño de las conexiones que conforman dichos elementos.

Figura XXXII. Marcos de eje A y eje 1. Fuente: Cálculos propios en Etabs.



3.6.2. Geometría del EBF

Las principales características geométricas del pórtico EBF se muestran a continuación:

Tabla 18: Características principales del pórtico EBF.

$L = 8\text{m}$	Longitud del tramo
$H = 3.6\text{ m}$	Altura de piso
$e = 1.6\text{ m}$	Longitud de la sección del enlace
$L_{VFE} = 3.2\text{m}$	Longitud de la viga fuera del enlace
$La = 4.817\text{ m}$	Longitud el arriostamiento
$\alpha = 48.366^\circ$	Ángulo del arriostre con respecto al eje horizontal

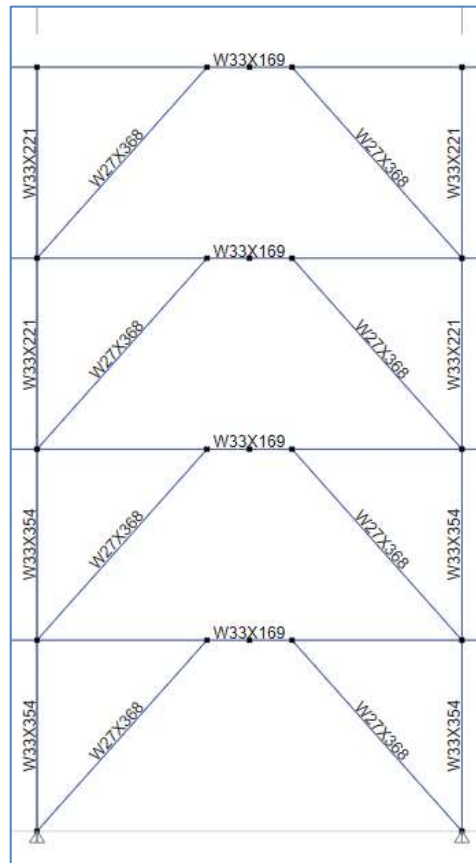


Figura XXXIII. Marco EBF. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

3.7. Diseño sismorresistente de Viga de Enlace W33X169

Tras varios ejercicios con distintos perfiles, se optó por el **W33X169**. Este sobredimensionamiento permite garantizar un margen de seguridad adicional y una mejor disipación de energía.

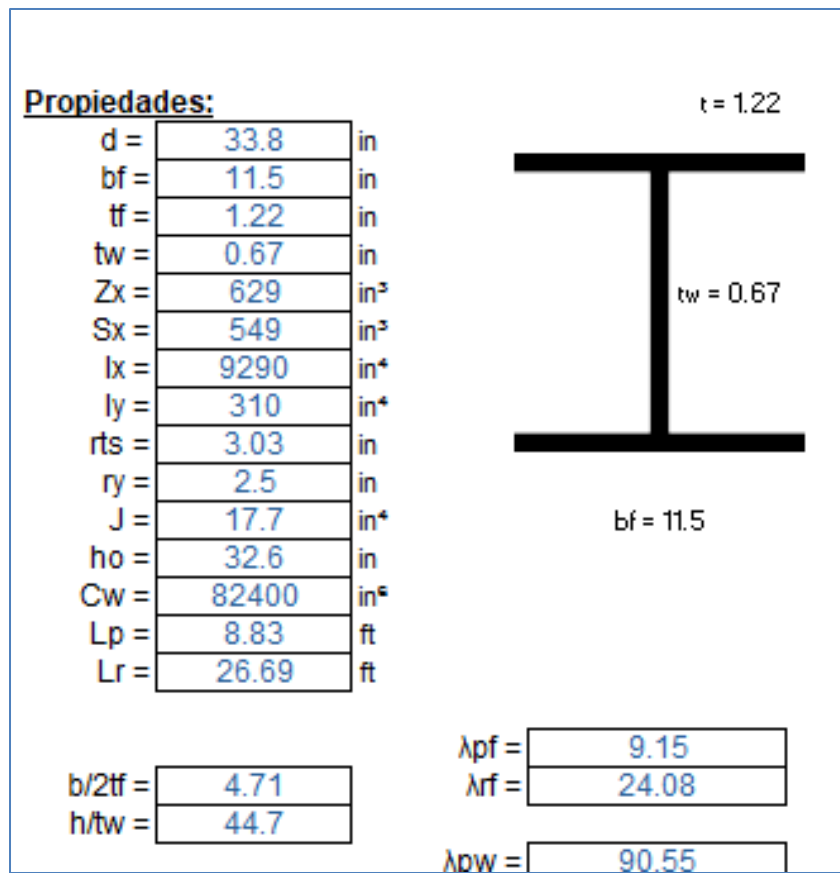


Figura XXXIV. Hoja de cálculo de la viga de enlace. Fuente: Elaboración Propia en Excel.

Fuerzas y Momento Último

Location (in)	P _u (kip)	M _{u33} (kip-ft)	M _{u22} (kip-ft)	V _{u2} (kip)	V _{u3} (kip)	T _u (kip-ft)
125.9843	0	-1670.9425	0	205.205	0	5.404

Figura XXXV. Datos de fuerza y momento ultimo. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

- **Determinación del área mínima del alma**

El área mínima del alma es:

$$A_{tw \min} = \frac{V_u}{0.6 F_y} = \frac{205.205 \text{ kip}}{0.6 (50 \text{ ksi})} = 6.84 \text{ in}^2$$

Se calcula el área del alma del perfil:

$$h_c = d - 2t_f = 33.8 \text{ in} - 2(1.22 \text{ in}) = 31.36 \text{ in}$$

$$A_{tw} = h_c t_w = (31.36 \text{ in})(0.67 \text{ in}) = 21.011 \text{ in}^2$$

Ya que el área del alma del perfil es superior al área mínima, *Cumple*.

- **Revisión de la longitud del enlace**

Ya que la viga no recibe cargas de compresión se desprecia el efecto de esta.

Calculando los momentos y cortante plástico del perfil:

$$M_{px} = F_y Z_x = (50 \text{ ksi})(629 \text{ in}^3) = 31,450 \text{ kip} * \text{in}$$

$$M_{py} = F_y Z_y = (50 \text{ ksi})(84.4 \text{ in}^3) = 4,220 \text{ kip} * \text{in}$$

$$V_p = 0.6 F_y A_{tw} = 0.6 (50 \text{ ksi})(21.011 \text{ in}^2) = 630.336 \text{ kip}$$

Se calcula la longitud máxima del enlace:

$$e_{max} = \frac{1.6 M_{px}}{V_p} = \frac{1.6 (31,450 \text{ kip} * \text{in})}{630.336 \text{ kip}} = 79.83 \text{ in} = 2.028 \text{ m}$$

Ya que la longitud del enlace es menor al valor calculado *Cumple*.

- **Revisión de la ductilidad de los elementos del perfil seleccionado**

Se revisará la esbeltez de los patines y alma para miembros moderadamente dúctiles, en base a la sección F3.5b1 de la norma AISC 341, establece que los enlaces deberán satisfacer los requerimientos de la sección D1.1 de la misma normativa, es decir que deben ser miembros de alta ductilidad.

La esbeltez de los patines es:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 4.71$$

La condición para alta ductilidad de patines:

$$\lambda_{f_md} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{(1.1)(50 \text{ ksi})}} = 8.726$$

$$\lambda_{f_hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{(1.1)(50 \text{ ksi})}} = 6.889$$

Ya que 4.71 es menor a la condición de alta ductilidad se considera que los patines son elementos son de alta ductilidad.

La condición para alta ductilidad del alma:

La esbeltez del alma es:

$$\frac{h}{t_w} = 44.7$$

$$\begin{aligned} \lambda_{w_hd} &= 2.50 (1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 2.50 (1 - 0)^{2.3} \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{(1.1)(50 \text{ ksi})}} \\ &= 57.406 \end{aligned}$$

$$\lambda_{w_md} = 5.40 (1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 5.40 (1 - 0)^{2.3} \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{(1.1)(50 \text{ ksi})}} = 124$$

Ya que 44.7 es menor a la condición de alta ductilidad se considera que el alma es elemento de alta ductilidad.

Ya que tanto el alma como los patines del perfil cumplen la relación de alta ductilidad, se concluye que el perfil es de alta ductilidad. *Cumple.*

- **Resistencia a la flexión**

La resistencia de diseño a flexión de la viga es el momento plástico, aplicando el factor de reducción por flexión $\phi=0.90$ se tiene:

$$\phi M_{nx} = \phi_b M_{px} = (0.90)(31,450) = 28,305 \text{ kip} \cdot \text{in} = 2,359 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi M_{ny} = \phi_b M_{py} = (0.90)(4,220) = 3,798 \text{ kip} \cdot \text{in} = 316.5 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

La relación demanda capacidad por flexión es:

$$D/C = \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} = \frac{1,670.95 \text{ kip} \cdot \text{ft}}{2,359 \text{ kip} \cdot \text{ft}} = 0.708 < 1$$

Ya que la relación demanda capacidad es menor que 1 El perfil *cumple.*

- **Resistencia al corte**

La resistencia al cortante del enlace se calcula como el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia de corte en el alma y estado de fluencia por flexión de la sección transversal, según la sección F3.5b.2 de la norma AISC 341.

Para fluencia por corte:

$$V_n = V_p = 630.336 \text{ kip}$$

Para el estado de fluencia por flexión:

$$V_d = \frac{2M_p}{e} = \frac{2 * 31,450 \text{ kip} \cdot \text{in}}{62.992 \text{ in}} = 998.538 \text{ kips}$$

La resistencia al corte es el cortante plástico, ya que el cortante plástico es mayor que el esfuerzo cortante último, el perfil *cumple.*

- **Resistencia a la compresión**

Se calculará la resistencia de diseño del perfil según lo establecido en el capítulo C de la norma AISC 360-22.

La relación de esbeltez para el eje fuerte y el eje débil del perfil, tomando en cuenta un factor de longitud efectiva de manera conservadora igual a 1, son:

$$S_x = \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 * 314.961 \text{ in}}{13.7 \text{ in}} = 22.99$$

Para determinar la longitud de la viga en el eje débil se calcula la longitud efectiva de la viga:

$$L_y = L_x - d_c = 314.961 \text{ in} - 22.3 \text{ in} = 292.661 \text{ in}$$

$$S_y = \frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 * 292.661 \text{ in}}{2.5 \text{ in}} = 117.064$$

De las dos esbelteces, aquella que producirá el esfuerzo de pandeo más crítico es la mayor de estas:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{S^2} = \frac{3.1416 * 29,000 \text{ ksi}}{117.064^2} = 20.886 \text{ ksi}$$

Se calcula el límite de esbeltez:

$$S_{lim} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 113.432$$

Ya que la esbeltez del perfil es mayor que la esbeltez límite se calcula el esfuerzo crítico de pandeo:

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 * 20.886 \text{ ksi} = 18.317 \text{ ksi}$$

La resistencia a la compresión del perfil es:

$$P_c = F_{cr} A_g = 18.317 \text{ ksi} * 49.5 \text{ in}^2 = 906.678 \text{ kip}$$

$$\phi P_c = 0.90 * 906.678 \text{ kip} = 816.01 \text{ kip}$$

Considerando esfuerzos combinados, la flexión predomina en vigas, por lo que el perfil *cumple*.

- **Ángulo de rotación del enlace**

Se obtiene el ángulo de rotación del enlace del modelo en el software ETABS.

Link Beam Rotation Information				
Link Rotation	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (in)	Link Length (in)
4.608E-04	Comb4.1	0.08	314.9606	62.9921

Figura XXXVI. Datos de rotación de enlace. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

$$\varphi = 0.00046 \text{ rad}$$

La sección F3.4.4a del AISC 341, establece que para enlaces cortos el límite de rotación es de 0.08 rad, por lo tanto, no se producen roturas plásticas en el enlace.

- **Comprobación de resultados**

Para el cálculo de la relación demanda capacidad de la viga de enlace se tomarán en cuenta los esfuerzos por flexión, estos resultados calculados concuerdan con los obtenidos en el software ETABS.

La relación demanda capacidad por flexión es:

$$D/C = \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} = \frac{1,670.95 \text{ kip} * ft}{2,359 \text{ kip} * ft} = 0.708 < 1$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.708 =	0 + 0.708 + 0

Figura XXXVII. Comprobación de datis. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

- **Rigidizadores del enlace**

La sección F3.5b.4 establece que en la longitud completa del alma se deben proveer rigidizadores en ambos lados de la viga de enlace, y la conexión con los arriostramientos.

1. El ancho del rigidizador se calcula como:

$$(b_f - t_w)/2 = 5.41 \text{ in.}$$

2. El espesor del rigidizador será no menor que:

$$0.75t_w = 0.75 * 0.67 \text{ in} = 0.503 \text{ in}$$

Se proponen rigidizadores de 5 1/2" X 3/4" en ambos lados del alma del enlace.

Se exige según la normativa que en los enlaces se deben instalar rigidizadores en el alma para la parte intermedia de la viga. Estos rigidizadores se instalarán en la profundidad completa del alma. Para enlaces cuya profundidad es menor que 25 in los rigidizadores sólo se instalarán en una cara del alma.

Ya que la profundidad del perfil es mayor a 25 se instalarán rigidizadores intermedios a ambos lados del alma del perfil.

1. El espesor de los rigidizadores no será menor que t_w o 3/8":

$$t_w = 0.67 \text{ in}$$

2. El ancho de los rigidizadores no será menor que:

$$(b_f - t_w)/2 = 5.41 \text{ in.}$$

Se proponen rigidizadores intermedios de 5 1/2" X 3/4" en ambos lados del alma del enlace.

Para longitudes menores a $1.6M_P/V_P$ estos rigidizadores deben ser instalados en intervalos que no excedan los siguientes valores:

Para un ángulo de rotación de 0.08 rad:

$$30t_w - \frac{d}{5} = 30 * 0.67 \text{ in} - \frac{33.8 \text{ in}}{5} = 13.34 \text{ in}$$

Para un ángulo de rotación de 0.02 o menor:

$$52t_w - \frac{d}{5} = 52 * 0.67 \text{ in} - \frac{33.8 \text{ in}}{5} = 28.08 \text{ in}$$

Ya que el ángulo de rotación es menor a 0.02 rad, se proponen rigidizadores intermedios a cada 20 in.

3.8. Diseño sismorresistente a compresión

3.8.1. Diseño de columna central para el primer y segundo piso W33X354

Tras varios ejercicios con distintos perfiles, se optó por el **W33X354**, un perfil sobredimensionado, para garantizar que el elemento permaneciera en el rango elástico según el diseño por capacidad. Esta selección facilita la evaluación del comportamiento del sistema EBF, minimiza posibles fallas frágiles y permite una verificación más clara en ETABS.

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C5	5	2741.5	Comb4.4	Eccentrically Braced Frame	W33X354	Seismic HD

Figura XXXVIII. Detalles del elemento en estudio. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

Fuerza axial

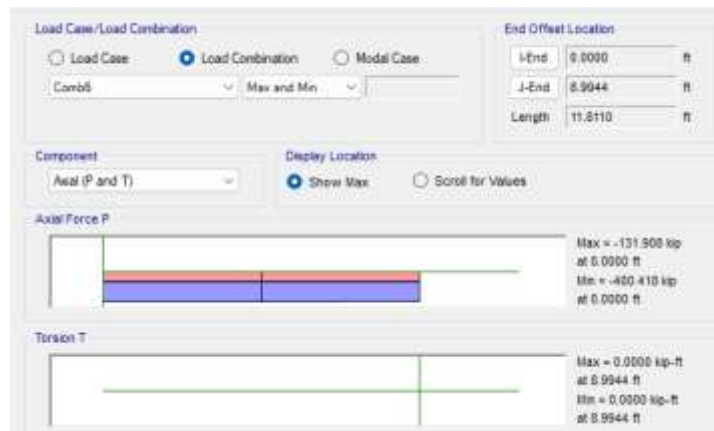


Figura XXXIX. Cortante producido por fuerza sísmica en la columna. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

Valor $P_u = 400.418$ Kips

- Datos de la sección propuesta**

Datos de Entrada:

Tamaño de Miembro:

Perfil: **W33X354**

Cargas del Miembro:

$P_u = 400.418$ kips
 $M_{ux} = 96.8842$ kips - ft
 $M_{uy} = 42.8431$ kips - ft

Parámetros de diseño:

$F_y = 50$ ksi
 $L_b = 11.81$ ft
 $C_b = 1.67$

Flexión en el eje fuerte

Momento Plástico

$M_p = 5,916.67$ kips - ft

Resistencia a flexión

Momento Plástico
 $F_{cr} = \text{No Aplica}$ ksi
 $M_r = 5,916.67$ kips - ft

Resistencia de diseño:

$\phi M_x = 5,325.00$ kips - ft

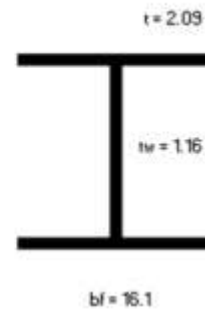
Flexión en el eje débil

Momento Resistente

$Z_y F_y \leq 1.6 F_y S_y$
 $M_{ry} = 1,175.00$ kips - ft
 $\phi M_y = 1,057.50$ kips - ft

Propiedades:

$A = 104$ in²
 $d = 35.6$ in
 $bf = 16.1$ in
 $tf = 2.09$ in
 $tw = 1.16$ in
 $Z_x = 1420$ in³
 $S_x = 1240$ in³
 $Z_y = 282$ in³
 $S_y = 181$ in³
 $r_{ts} = 4.44$ in
 $r_y = 3.74$ in
 $I_x = 22000$ in⁴
 $I_y = 1460$ in⁴
 $J = 115$ in⁴
 $h_o = 33.5$ in
 $C_w = 408000$ in⁶
 $L_p = 13.21$ ft
 $L_r = 49.85$ ft



Compresión Axial

$KL/r = 37.89$
 $F_e = 199.33$ ksi
 $F_{et} = 302.74$ ksi
 $F_n = 45.02$ ksi
 $\phi P_n = 4,213.57$ ksi

Interacción

$P_u/\phi P_n = 0.10$
 0.11

Ilustración XL. Hoja de cálculo de elemento. Fuente: Cálculos propios en Excel.

F_y (Esfuerzo de fluencia del acero) = 50 ksi

K_x, K_y (Factor de longitud efectiva en cada dirección) = 1. Se supone de forma conservadora que los extremos de la columna son articulados.

L_x, L_y (Longitud no soportada en cada dirección) = 11.81 ft

- **Chequeo de ductilidad de miembros**

El alma y los patines de los perfiles de las columnas deben de cumplir con las condiciones de alta ductilidad, conforme a la tabla D1.1 de la normativa AISC 341.22, a fin de prevenir el pandeo local.

Ductilidad de patín

$$bf = 16.1 \text{ in}$$

$$tf = 1.16 \text{ in}$$

$$\frac{bf}{2tf} = 3.85$$

R_y (relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado)
 $= 1.1$ (Valor tomado de tabla A 3.2 del AISC 341 – 22)

F_y (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 ksi

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29,000 Ksi

$$\lambda_{hd} = 0.30 \times \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.30 \times \sqrt{\frac{29000}{1.1 \times 50}} = 6.89$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{29000}{1.1 \times 50}} = 8.73$$

$$\frac{bf}{2tf} > \lambda_{hd} > \lambda_{md}$$

Patín altamente dúctil

Ductilidad del alma

$$\frac{h}{tw} = 31$$

$$C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_Y F_Y A_g}$$

$\alpha_s = 1$ para LRFD

$P_r = 291.043$ Kips

R_Y (relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado)

$= 1.1$ (Valor tomado de tabla A 3.2 del AISC 341 – 22)

F_y (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 ksi

$A_g = 65.3$ in²

$$C_a = \frac{1 \times 291.043}{1.1 \times 50 \times 65.3} = 0.081$$

$$C_a \leq 0.113$$

$$\lambda_{hd} = 2.45(1 - 1.04C_a) \times \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}} = 2.45(1 - 1.04(0.113)) \sqrt{\frac{29000}{1.1 \times 50}} = 49.65$$

$$\lambda_{md} = 3.76(1 - 3.05C_a) \times \sqrt{\frac{E}{R_Y F_Y}} = 3.76(1 - 3.05(0.113)) \sqrt{\frac{29000}{1.1 \times 50}} = 56.58$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{hd} < \lambda_{md}$$

Alma altamente dúctil

- **Cálculo de esbeltez**

Esbeltez del patín

$$\frac{b}{2tf} = 3.85$$

$$\lambda_f = 0.56 \times \sqrt{\frac{E}{fY}} = 0.56 \times \sqrt{\frac{29000}{50}} = 13.49$$

$$3.85 < 13.49 = \textit{Patín no esbelto}$$

Esbeltez del alma

$$\frac{h}{tw} = 25.7$$

$$\lambda_w = 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{fY}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{29000}{50}} = 35.88$$

$$25.7 < 35.88 = \textit{Alma no esbelta}$$

Un elemento no esbelto tiene una proporción más equilibrada entre sus dimensiones y, por lo tanto, es menos susceptible a pandeo o deformaciones locales.

- **Resistencia a flexión**

Esbeltez efectiva

El cálculo de la esbeltez efectiva se realiza con la formula siguiente:

$$\frac{K_x \times L_x}{r}$$

K (Factor de longitud efectiva) = 1

L (Longitud del miembro) = 11.81 Ft

R (radio de giro) $r_x, r_y = 14.5 \text{ in}, 3.74 \text{ in}$

Introduciendo valores

$$\frac{K_x \times L_x}{r_x} = \frac{11.81 \times 1}{14.5} = 9.77 < 200 \text{ Ok!}$$
$$\frac{K_y \times L_y}{r_y} = \frac{11.81 \times 1}{3.74} = 37.87 < 200 \text{ Ok!}$$

Estos valores son <200, lo que asegura que el miembro tiene suficiente rigidez y estabilidad para resistir las cargas aplicadas sin fallar por pandeo.

Esfuerzo de Euler (Fe)

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29,000 Ksi

$\frac{KL}{r}$ = Esbeltez efectiva calculada en el paso anterior

Para $\frac{K_x \times L_x}{r_x}$;

$$Fe = \frac{3.1416^2 \times 29000}{9.77^2} = 2988.75.79 \text{ Ksi}$$

Para $\frac{K_y \times L_y}{r_y}$;

$$Fe = \frac{3.1416^2 \times 29000}{37.89^2} = \mathbf{199.33 \text{ Ksi}}$$

Pandeo Flexionante (Fn)

$$F_n = 0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Fy (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 Ksi

Fe (Esfuerzo de Euler) = 199.33 Ksi

$$F_{n1} = 45.02 \text{ Ksi}$$

Resistencia de diseño flexional (ϕP_n)

$$\phi P_n = \phi \times F_{N1} \times Ae$$

F_n (Esfuerzo critico de pandeo flexional) = 44.62 Ksi

Ae (Área de la sección transversal reducida) = 65.1 in²

$\phi = 0.9$

$$\phi P_n = 0.9 \times 44.62 \times 65.1 = \mathbf{2613.08 \text{ Kips}}$$

- **Resistencia flexo-torsional**

Esfuerzo de Euler (Fe)

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29,000 Ksi

G (Modulo de ruptura del acero) = 11200 Ksi

Fy (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 Ksi

Kx, Ky (Factor de longitud efectiva en cada dirección) = 1

Lx, Ly, Lcz (Longitud no soportada en cada dirección) = 11.81 ft

$$J = 115 \text{ in}^4$$

$$I_x = 22000 \text{ in}^4$$

$$I_y = 1460 \text{ in}^4$$

$$Kx \times Lx = 1 \times 11.81 \times 12 = 141.72 \text{ in}$$

$$Ky \times Ly = 1 \times 11.81 \times 12 = \mathbf{141.72 \text{ in}}$$

$$Fe = \frac{3.1416^2 \times 29000 \times 50}{(11.81 \times 12)^2} + \frac{11200 \times 115}{22000 + 1460} = 302.74 \text{ Ksi}$$

Pandeo flexo-torsional Fn

$$4.71 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29,000 Ksi

Fy (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 Ksi

$$4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}} = 113.43$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}}$$

$$45.02 \leq 113.43 \text{ OK!}$$

$$F_{n2} = 0.658^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)} F_y$$

F_y (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 Ksi

F_e (Esfuerzo de Euler) = 302.74 ksi

$$F_{n2} = 0.658^{\left(\frac{50}{302.74}\right)} 50 = 46.66 \text{ Ksi}$$

Cálculo de área efectiva

$$F_{el} = \left(C_2 \times \frac{\lambda r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

$C_1 = 0.18$ (*Valor sacado de tabla E7.1 Aisc 360 – 22*)

$C_2 = 1.31$ (*Valor sacado de tabla E7.1 Aisc 360 – 22*)

$$\lambda r = 35.88$$

$$F_{el} = \left(1.31 \times \frac{35.88}{38.5}\right)^2 \times 50 = 74.54$$

$$\frac{b}{2tf} = 6.2$$

$$\frac{h}{tw} = 38.5$$

$$\lambda f = 13.49$$

$$\lambda w = 35.88$$

$$\frac{b}{2tf} > \lambda f \rightarrow 6.2 > 13.49 \text{ NO APLICACION}$$

$$\frac{h}{tw} > \lambda w \rightarrow 38.5 > 35.88 \text{ SI APLICACION}$$

$$\frac{F_y}{F_n} = \lambda w \sqrt{\frac{F_y}{\min(F_n1, F_n2)}}$$

$$F_n1 = 45.02$$

$$F_n2 = 46.66$$

Resistencia de diseño flexo-torsional (ϕP_n)

$$\phi P_n = \phi \times F_{N2} \times Ae$$

F_n (Esfuerzo critico de pandeo flexional) = 46.66 Ksi

A_e (Área de la sección transversal reducida) = 104 in²

$\phi = 0.9$

$$\phi P_n = 4,213.57 \text{ Kips}$$

Ratio D/C (Demanda/Capacidad)

$$D/C = \frac{P_u}{\phi P_n}$$

P_u (Carga aplicada sacada de Etabs) = 645.056 kips

ϕP_n = Valor menor entre la resistencia flexional y la resistencia flexo-torsional.

$$D/C = 0.15$$

El miembro propuesto W 33X354 para las columnas centrales está utilizando el 15% de su capacidad.

- **Chequeo en Etabs**

Una vez finalizados los cálculos en Excel y demostrarlos previamente en Word, se procede a chequear corriendo el modelo de Etabs.

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Comb2	0.0000	0.074 (C)	= 0.074 + 0.000 + 0.000	0.002	8.2E-05
Comb2	53.9661	0.076 (C)	= 0.074 + 0.002 + 0.001	0.002	8.2E-05
Comb2	108	0.078 (C)	= 0.073 + 0.004 + 0.001	0.002	8.2E-05
Comb3	0.0000	0.072 (C)	= 0.072 + 0.000 + 0.000	0.006	0.001
Comb3	53.9661	0.077 (C)	= 0.066 + 0.006 + 0.004	0.006	0.001
Comb3	108	0.087 (C)	= 0.066 + 0.013 + 0.009	0.006	0.001
Comb4	0.0000	0.072 (C)	= 0.072 + 0.000 + 0.000	0.006	0.001
Comb4	53.9661	0.077 (C)	= 0.066 + 0.006 + 0.004	0.006	0.001
Comb4	108	0.087 (C)	= 0.066 + 0.013 + 0.009	0.006	0.001
Comb5	0.0000	0.072 (C)	= 0.072 + 0.000 + 0.000	0.003	0.002
Comb5	53.9661	0.082 (C)	= 0.066 + 0.003 + 0.012	0.003	0.002
Comb5	108	0.097 (C)	= 0.066 + 0.007 + 0.025	0.003	0.002
Comb6	0.0000	0.072 (C)	= 0.072 + 0.000 + 0.000	0.003	0.002
Comb6	53.9661	0.082 (C)	= 0.066 + 0.003 + 0.012	0.003	0.002
Comb6	108	0.097 (C)	= 0.066 + 0.007 + 0.025	0.003	0.002

Figura XLI. Resultado de diseño en etabs para columnas centrales del tercer y cuarto nivel.

Fuente: Cálculos propios en Etabs.

La configuración de carga la cual representa mayor esfuerzo para el elemento es la combinación número 6 (1.2 Cm+ 1.2 Cm+ 1 Cv- 0.3Sx-1Sy)

3.9. Diseño de elementos a flexo-compresión

3.9.1. Diseño de columnas esquineras para primer y segundo piso W33X354

Se optó por el **W33X354**, luego de evaluar distintos perfiles, para garantizar que el elemento permaneciera en el rango elástico según el diseño por capacidad. Esta selección facilita la evaluación del comportamiento del sistema EBF, minimiza posibles fallas frágiles y permite una verificación más clara en ETABS.

Datos obtenidos de etabs.

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C6	6	2741.5	Comb4.4	Eccentrically Braced Frame	W33X354	Seismic HD

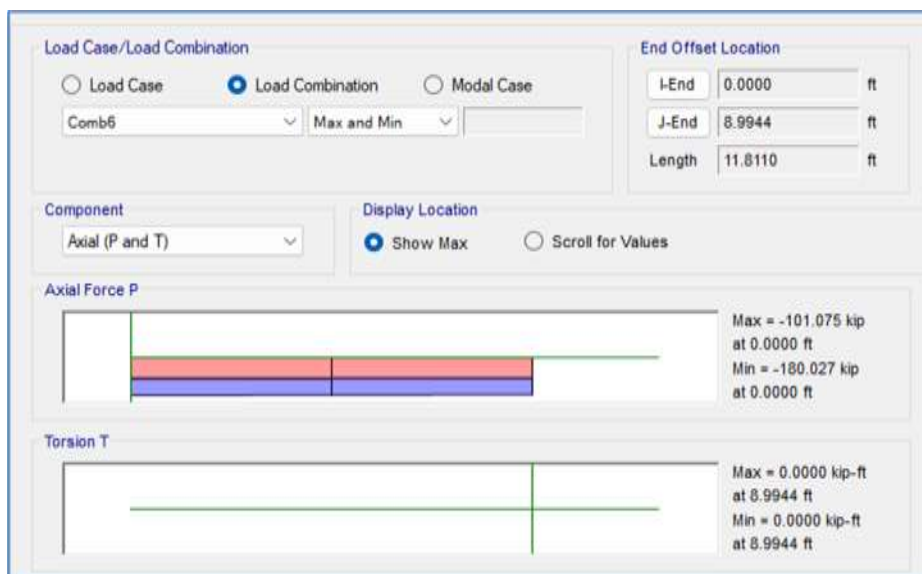


Figura XLII. Datos obtenidos mediante Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

$P_u = 180.027$ Kips

$L_b = 11.81$ ft

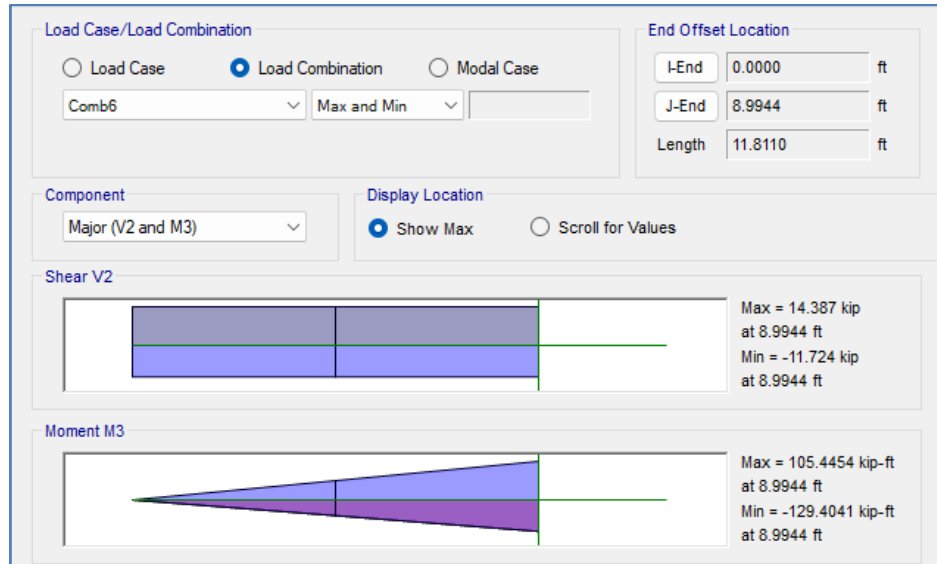


Figura XLIII. Momento último en X. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

Mux= 129.4041 kip-ft

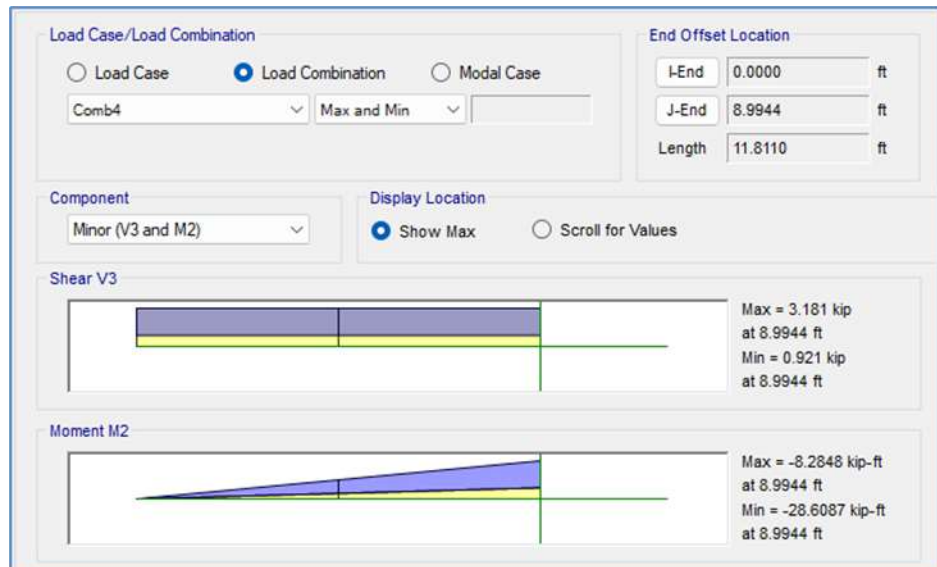


Figura XLIV. Momento último en Y. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

Muy= 28.6087 kip-ft

- Datos de la sección propuesta

Datos de Entrada:		Propiedades:		
Tamaño de Miembro: Perfil: W33X354		A = 104 in ² d = 35.6 in bf = 16.1 in tf = 2.09 in tw = 1.16 in Zx = 1420 in ³ Sx = 1240 in ³ Zy = 282 in ³ Sy = 181 in ³ rtx = 4.44 in ry = 3.74 in Ix = 22000 in ⁴ Iy = 1460 in ⁴ J = 115 in ⁴ ho = 33.5 in Cw = 408000 in ⁶ Lp = 13.21 ft Lr = 49.85 ft		
Cargas del Miembro: Pu = 180.027 kips Mux = 129.4041 kips – ft Muy = 28.6087 kips – ft				
Parámetros de diseño: Fy = 50 ksi Lb = 11.81 ft Cb = 1.67				
Flexión en el eje fuerte Momento Plástico Mp = 5,916.67 kips – ft				
Resistencia a flexión Momento Plástico Fcr = No Aplica ksi Mr = 5,916.67 kips – ft				
Resistencia de diseño: $\phi Mx = 5,325.00$ kips – ft		Compresión Axial KL/r = 37.89 Fe = 199.33 ksi Fet = 302.74 ksi Fn = 45.02 ksi $\phi Pn = 4,213.57$ ksi		
Flexión en el eje débil Momento Resistente $ZyFy \leq 1.6FySy$ Mry = 1,175.00 kips – ft $\phi My = 1,057.50$ kips – ft		Interacción $Pu/\phi Pn = 0.04$ 0.07		

Figura XLVI. Datos de la sección propuesta. Fuente: Cálculos Propios en Excel.

Fy (Esfuerzo de fluencia del acero) = 50 ksi

Lb (Longitud soportada) = 11.81 ft

Cb (Factor de modificación por pandeo lateral torsional) = 1.67 (Valor calculado)

- Resistencia a la flexión en el eje fuerte

Momento Plástico(M_p)

$$M_p = F_y \times Z_x$$

F_y (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 ksi

$$Z_x = 1420 \text{ in}^3$$

$$M_p = 50 \times \frac{1420}{12} = 5916.67 \text{ Kips} - ft$$

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

F_y (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 ksi

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29000 ksi

$$r_y = 3.74 \text{ in}$$

$$L_p = 1.76 \times 3.74 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 13.21 \text{ ft}$$

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

$$L_r = 49.85 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.81 \text{ ft}$$

$$L_p = 13.21 \text{ ft}$$

$$L_r = 49.85 \text{ ft}$$

Zona 1 = $L_b \leq L_p \rightarrow 11.81 \leq 13.21$ **SI APLICA \rightarrow Momento Plastico**

$$Zona\ 2 = Lp < Lb \leq Lr \rightarrow 13.21 < 11.81 \leq 49.85\ NO\ APLICA$$

$$Zona\ 3 = Lb > Lr \rightarrow 11.81 > 49.85\ NO\ APLICA$$

Cálculo del esfuerzo critico (Mr)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J \times C}{S_{xc} \times h_o} \left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$Zona\ 1 = Lb \leq Lp \rightarrow \textbf{SI APLICA}$$

$$F_{cr} = \text{No aplica}$$

$$Mr = Mp$$

$$Mr = 5916.67\ kips - ft$$

Resistencia de diseño (ϕMx)

$$\phi Mx = 0.9 \times Mr$$

$$\phi Mx = 5325.00\ Kips - ft$$

- Resistencia a la flexión en el eje débil**

$$Z_y \times F_y \leq 1.6(F_y \times S_y)$$

$$Z_y = 282\ in^3$$

$$F_y (\text{Esfuerzo de fluencia del material}) = 50\ ksi$$

$$S_y = 181\ in^3$$

$$\frac{181 \times 50}{12} \leq \frac{1.6(50 \times 181)}{12} \rightarrow 754.17 \leq 1206.67\ \textbf{OK}$$

Momento resistente (M_{ry})

$$M_{ry} = F_y \times Z_y$$

$$M_{ry} = 1175 \text{ kips} - ft$$

Resistencia de diseño (ϕM_y)

$$\phi M_y = 0.9 \times M_{ry}$$

$$\phi M_y = 0.9 \times 1175.00 = 1057.50 \text{ Kips} - ft$$

- **Compresión axial**

Esbeltez efectiva

$$\frac{KL}{r}$$

K (Factor de longitud efectiva para columnas) = 1

$$L = L_b = 11.81$$

$$r_y = 3.59 \text{ in}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1(11.81)}{3.74} = 37.89 < 200 \text{ OK}$$

Este valor es <200, lo que asegura que el miembro tiene suficiente rigidez y estabilidad para resistir las cargas aplicadas sin fallar por pandeo.

Esfuerzo de Euler (F_e)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29,000 Ksi

$$\frac{KL}{r} = \text{Esbeltez efectiva calculada en el paso anterior} \rightarrow 37.89$$

$$F_e = \frac{(3.1416)^2(29000)}{(37.89)^2} = 199.33 \text{ Ksi}$$

Esfuerzo de Euler para pandeo lateral torsional (F_{et})

$$F_{et} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(L_b)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_{et} = 302.74 \text{ Ksi}$$

Resistencia nominal de la columna a compresión (F_n)

$$4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

E (Modulo de elasticidad del acero) = 29,000 Ksi

F_y (Esfuerzo de fluencia del material) = 50 Ksi

$$4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}} = 113.43$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}}$$

$$37.89 \leq 113.43 \text{ OK!}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}} \rightarrow F_n = F_y \times 0.658^{\left(\frac{F_y}{\min(F_e, F_{et})}\right)}$$

$$F_n = F_y \times 0.658^{\left(\frac{F_y}{\min(F_e, F_{et})}\right)}$$

$$F_n = 45.02 \text{ Ksi}$$

Cálculo de área efectiva (A_e)

$$F_{el} = \left(C_2 \times \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 F_y$$

$$C_1 = 0.18 \text{ (Valor sacado de tabla E7.1 Aisc 360 – 22)}$$

$$C_2 = 1.31 \text{ (Valor sacado de tabla E7.1 Aisc 360 – 22)}$$

$$\lambda r = 35.88$$

$$F_{el} = \left(1.31 \times \frac{35.88}{38.5}\right)^2 \times 50 = 74.54$$

$$\frac{b}{2tf} = 6.2$$

$$\frac{h}{tw} = 38.5$$

$$\lambda f = 13.49$$

$$\lambda w = 35.88$$

$$\frac{b}{2tf} > \lambda f \rightarrow 6.2 > 13.49 \text{ NO APLICA}$$

$$\frac{h}{tw} > \lambda w \rightarrow 38.5 > 35.88 \text{ SI APLICA}$$

$$\frac{F_y}{F_n} = \lambda_w \sqrt{\frac{F_y}{\text{Min}(F_{n1}, F_{n2})}}$$

$$F_{n1} = 45.0 \text{ Ksi}$$

$$F_{n2} = 46.66 \text{ Ksi}$$

Resistencia de diseño (ϕP_n)

$$\phi P_n = \phi \times F_N \times Ae$$

$$\phi P_n = 4213.57 \text{ kips}$$

Ecuación de interacción para flexión y carga axial

$$\frac{P_u}{\phi P_n}$$

$$P_u = 163.52 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 4,213.57 \text{ Kips}$$

$$\frac{163.52}{4213.57} = 0.04$$

- **Ratio D/C (Demanda/Capacidad)**

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

$$0.04 < 0.2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{2(\phi P_n)} + \frac{M_{ux}}{\phi M_x} + \frac{M_{uy}}{\phi M_y}$$

$$\frac{D}{C} = 0.06 < 1 \text{ OK}$$

El miembro propuesto W 33X221 para las columnas perimetrales está utilizando el 6% de su capacidad.

- **Chequeo en Etabs**

Una vez finalizados los cálculos en Excel y demostrarlos previamente en Word, se procede a chequear corriendo el modelo de Etabs.

Story	Story1	Analysis Section	W33X354
Column	C13	Design Section	W33X354

COMBO	STATION /-----MOMENT INTERACTION CHECK-----//--MAJ-SHR---MIN-SHR-/							
ID	LOC	RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	RATIO	RATIO
Comb3	0.0000	0.027 (C)	=	0.027 +	0.000 +	0.000	0.004	0.002
Comb3	53.9661	0.036 (C)	=	0.018 +	0.005 +	0.014	0.004	0.002
Comb3	108	0.054 (C)	=	0.018 +	0.009 +	0.027	0.004	0.002
Comb4	0.0000	0.027 (C)	=	0.027 +	0.000 +	0.000	0.004	0.002
Comb4	53.9661	0.036 (C)	=	0.018 +	0.005 +	0.014	0.004	0.002
Comb4	108	0.054 (C)	=	0.018 +	0.009 +	0.027	0.004	0.002
Comb5	0.0000	0.027 (C)	=	0.027 +	0.000 +	0.000	0.012	0.001
Comb5	53.9661	0.043 (C)	=	0.020 +	0.012 +	0.011	0.012	0.001
Comb5	108	0.066 (C)	=	0.020 +	0.024 +	0.022	0.012	0.001
Comb6	0.0000	0.027 (C)	=	0.027 +	0.000 +	0.000	0.012	0.001
Comb6	53.9661	0.043 (C)	=	0.020 +	0.012 +	0.011	0.012	0.001
Comb6	108	0.066 (C)	=	0.020 +	0.024 +	0.022	0.012	0.001
Comb7	0.0000	0.016 (C)	=	0.016 +	0.000 +	0.000	0.001	0.001
Comb7	53.9661	0.025 (C)	=	0.016 +	0.001 +	0.009	0.001	0.001
Comb7	108	0.035 (C)	=	0.016 +	0.002 +	0.017	0.001	0.001

Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

La configuración de carga la cual representa mayor esfuerzo para el elemento es la combinación número 4 (1.2 Cm+ 1.2 Cm+ 1 Cv- 0.3Sx-1Sy)

3.10. Diseño de elementos a flexión

3.10.1. Diseño de vigas principales

Se optó por el **W33X169**, luego de evaluar distintos perfiles, para garantizar que el elemento permaneciera en el rango elástico según el diseño por capacidad. Esta selección facilita la evaluación del comportamiento del sistema EBF, minimiza posibles fallas frágiles y permite una verificación más clara en ETABS.

Datos de Entrada:		Propiedades:			
Tamaño de Miembro:	Perfil: W33X169	d =	33.8 in		
Cargas del Miembro:	Mu = 489.918 kips – ft	bf =	11.5 in		
		tf =	1.22 in		
Parámetros de diseño:	Fy = 50 ksi Lb = 29.5276 ft Cb = 1.56	tw =	0.67 in		
		Zx =	629 in ³		
		Sx =	549 in ³		
		Ix =	9290 in ⁴		
Resultados:	Momento Plástico Mp = 2,620.83 kips – ft	Iy =	310 in ⁴		
		ry =	2.5 in		
		J =	17.7 in ⁶		
		ho =	32.6 in		
		Cw =	82400 in ⁶		
		Lp =	8.83 ft		
		Lr =	26.69 ft		
		Resistencia a flexión			
		Zona 3			
		Fcr =	46.80 ksi	b/2tf =	4.71
Mr =	2,141.29 kips – ft	h/tw =	44.7		
Resistencia de diseño:					
φMn =	1,927.16 kips	<div>Patin Compacto</div> <div>Alma Compacta</div>			
Ratio D/C:					
D/C =		0.25			
Resistencia por corte:		Revisión de los desplazamientos:			
2.24«E/Fy» =	53.95	Lt =	26.25 ft		
Cv1 =	1.00	Δmax =	1.43 in		
Aw =	22.65 in ²	Δ =	0.011 in		
φVn =	679.38 kips				

Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

Story	Story1	Analysis Section	W33X169
Beam	B49	Design Section	W33X169

COMBO	STATION	/-----MOMENT			INTERACTION CHECK-----//			MAJ-SHR	MIN-SHR	
ID	LOC	RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
Comb4.8	70.8661	0.237 (C)	=	0.000	+	0.237	+	0.000	0.266	0.000
Comb4.8	70.8661	0.237 (C)	=	0.000	+	0.237	+	0.000	0.255	0.000
Comb4.8	88.5827	0.345 (C)	=	0.000	+	0.345	+	0.000	0.255	0.000
Comb4.8	106	0.454 (C)	=	0.000	+	0.454	+	0.000	0.256	0.000
Comb4.8	124	0.563 (C)	=	0.000	+	0.563	+	0.000	0.256	0.000
Comb4.8	142	0.672 (C)	=	0.000	+	0.672	+	0.000	0.257	0.000
Comb4.8	142	0.075 (C)	=	6.6E-06	+	0.075	+	7.2E-05	0.095	2.2E-05
Comb4.8	159	0.041 (C)	=	6.6E-06	+	0.041	+	6.2E-06	0.094	2.2E-05
Comb4.8	177	0.008 (C)	=	6.6E-06	+	0.008	+	8.4E-05	0.094	2.2E-05
Comb4.8	177	0.008 (C)	=	6.6E-06	+	0.008	+	8.4E-05	0.094	2.2E-05
Comb4.8	195	0.041 (C)	=	6.6E-06	+	0.041	+	6.2E-06	0.094	2.2E-05
Comb4.8	213	0.075 (C)	=	6.6E-06	+	0.075	+	7.2E-05	0.095	2.2E-05
Comb4.8	213	0.672 (C)	=	0.000	+	0.672	+	0.000	0.257	0.000
Comb4.8	230	0.563 (C)	=	0.000	+	0.563	+	0.000	0.256	0.000
Comb4.8	248	0.454 (C)	=	0.000	+	0.454	+	0.000	0.256	0.000

Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

3.11. Diseño de elementos a tensión

Se seleccionó el perfil **W27x168** tras analizar varias alternativas, buscando asegurar que el elemento trabajara dentro del rango elástico conforme al enfoque de diseño por capacidad. Esta elección favorece el análisis del desempeño del sistema EBF, reduce el riesgo de fallas frágiles y facilita una verificación más precisa en ETABS.

Datos de Entrada:		Propiedades:	
Tamaño de Miembro: Perfil: W27X368		d = 30.4 in bf = 14.7 in tf = 2.48 in tw = 1.38 in A = 109 in² Ix = 16200 in⁴ Iy = 1310 in⁴ rx = 12.2 in ry = 3.48 in J = 170 in⁴ Cw = 255000 in⁶	
Cargas del Miembro: Pu = 270.162 kips		b/2tf = 2.96 h/tw = 17.3 λf = 13.49 λw = 35.88 Patin Esbelto Alma Esbelta	
Parámetros de diseño: Fy = 50 ksi Fu = 62 ksi Kx = 1 Ky = 1 Lx = 15.8026 ft Ly = 15.8026 ft U = 1			
Resultados:			
Para tensión: Ae = 109.00 in² φPy = 4,905.00 kips φPr = 5,068.50 kips		4.71«E/Fy» = 113.43 Para Compresión: KL/r = 54.49 ksi Esfuerzo de Euler: Fe = 96.39 ksi Pandeo Flexional: Fn = 40.24 kips Resistencia de diseño: φPn = 3,947.74	
Ratio D/C: D/C = 0.07			

Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

Story	Story1	Analysis Section	W27X368
Brace	D2	Design Section	W27X368

COMBO	STATION	/-----MOMENT	INTERACTION	CHECK-----//	MAJ-SHR	MIN-SHR	/	
ID	LOC	RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	RATIO	RATIO
Comb4.5	94.8157	0.248 (C)	=	0.246 +	0.002 +	0.000	0.000	0.000
Comb4.5	190	0.245 (C)	=	0.245 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb4.6	0.0000	0.246 (C)	=	0.246 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb4.6	94.8157	0.248 (C)	=	0.246 +	0.002 +	0.000	0.000	0.000
Comb4.6	190	0.245 (C)	=	0.245 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb4.7	0.0000	0.246 (C)	=	0.246 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb4.7	94.8157	0.248 (C)	=	0.246 +	0.002 +	0.000	0.000	0.000
Comb4.7	190	0.245 (C)	=	0.245 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb4.8	0.0000	0.246 (C)	=	0.246 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb4.8	94.8157	0.248 (C)	=	0.246 +	0.002 +	0.000	0.000	0.000
Comb4.8	190	0.245 (C)	=	0.245 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb5.1	0.0000	0.243 (C)	=	0.243 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb5.1	94.8157	0.244 (C)	=	0.242 +	0.002 +	0.000	0.000	0.000
Comb5.1	190	0.242 (C)	=	0.242 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000
Comb5.2	0.0000	0.243 (C)	=	0.243 +	0.000 +	0.000	0.002	0.000

Figura XLVI. Chequeo en Etabs. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

3.12. Diseño de conexiones

En este capítulo se presenta el diseño de las diversas conexiones utilizadas en la estructura estudiada.

3.12.1. Diseño de las conexiones en la viga de enlace

Tabla 19. Datos de la sección de viga fuera del enlace (W33x169)

$L = 8\text{ m}$	Longitud del tramo
$H = 3.6\text{ m}$	Altura de piso
$e = 1.6\text{ m}$	Longitud de la sección del enlace
$L_{VFE} = 3.2\text{ m}$	Longitud de la viga fuera del enlace
$L_a = 4.817\text{ m}$	Longitud el arriostramiento
$\alpha = 48.366^\circ$	Ángulo del arriostre con respecto al eje horizontal
$d_b = 33.8\text{ in}$	Altura del perfil
$b_{fb} = 11.5\text{ in}$	Ancho de los patines
$t_{wb} = 0.67\text{ in}$	Espesor del alma
$t_{fb} = 1.22\text{ in}$	Espesor de los patines
$k_{des} = 1.92\text{ in}$	Radio de curvatura

Tabla 20. Datos del arriostramiento (W27x368)

$L = 4.817\text{ m}$	Longitud del arriostramiento
$H = 3.6\text{ m}$	Altura de piso
$d_r = 30.4\text{ in}$	Altura del perfil
$b_{fr} = 14.7\text{ in}$	Ancho de los patines
$t_{wr} = 1.38\text{ in}$	Espesor del alma
$t_{fr} = 2.48\text{ in}$	Espesor de los patines
$k_{des} = 3.27\text{ in}$	Radio de curvatura
$A_{gr} = 109\text{ in}^2$	Área gruesa
$I_{xr} = 16200\text{ in}^4$	Inercia en el eje fuerte

(AISC 341-Part I 15.6a, 15.2b: 1.25 * Q1 replaces E, Q1 leads to link shear of Ry/Vn)

Stress Check forces and Moments						
Location (in)	P _u (kip)	M _{u33} (kip-ft)	M _{u22} (kip-ft)	V _{u2} (kip)	V _{u3} (kip)	T _v (kip-ft)
100.2199	-1153.856	13.7199	0	0	0	0

Figura XLVII Datos obtenidos mediante diseño de arriostre. Fuente: Cálculos propios en Etabs.

- **Determinar las fuerzas en los patines del arriostramiento**

Asumiendo que la fuerza axial es resistida completamente por los patines del arriostramiento, la fuerza se divide entre cada uno por lo que se tiene una fuerza equivalente en cada patín de:

$$P_{fa} = \frac{P_u}{2} = \frac{1154 \text{ kips}}{2} = 577 \text{ kips}$$

Asumiendo que el momento deberá ser resistido por los patines del arriostramiento, se calcula la fuerza axial equivalente por el producto del momento:

$$P_{ff} = \frac{M_{ux}}{d_r - t_{fr}} = \frac{13.8 \text{ kips} * \text{ft}}{30.4 \text{ in} - 2.48 \text{ in}} * \frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}} = 5.931 \text{ kips}$$

Conociendo los valores de estas fuerzas se calcula la fuerza total equivalente a ser resistida por cada patín

$$P_{uf} = P_{fa} + P_{ff} = 577 \text{ kips} + P_{ff} = 582.93 \text{ kips}$$

- **Determinar las fuerzas en el alma del arriostramiento**

La fuerza que resiste el alma del arriostramiento es la fuerza cortante equivalente, siendo esta nula.

- **Revisión de los patines del arriostramiento**

Debido a las cargas axiales y de flexión en los patines, la resistencia nominal de cada patín es:

$$R_{nrf} = F_y b_{fr} t_{fr} = (50 \text{ ksi})(14.7 \text{ in})(2.48 \text{ in}) = 1822.8 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nrf} = (0.90)(1822.8 \text{ kip}) = 1640.52 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nrf} > P_{uf} \dots OK!$$

- **Conexión de los patines del arriostramiento**

Se requiere según la norma AISC 314-22 que esta conexión sea completamente rígida, por lo que se usará una conexión empernada y soldada, así como usar una junta de penetración completa para unir los patines del arriostramiento y los patines de la viga.

En base a la tabla J2.5 de la norma AISC 360-22, el esfuerzo de tensión de la junta de penetración es basado en el material base, el esfuerzo resistente de tensión a rotura de cada patín del arriostre es:

$$R_{nrr} = F_u b_{fr} t_{fr} = (65 \text{ ksi})(14.7 \text{ in})(2.48 \text{ in}) = 2369.6 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nrr} = (0.90)(2369.6 \text{ kip}) = 2132.64 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nrr} > P_{uf} \dots OK!$$

- **Revisión de la fuerza concentrada del patín del arriostramiento**

Se calcula primeramente el valor de la fuerza última de la viga

$$P_{ufv} = \frac{H}{L_a} P_{uf} = \frac{141.732 \text{ in}}{189.631 \text{ in}} (582.93 \text{ kip}) = 435.69 \text{ kips}$$

Esta fuerza concentrada se aplica a una distancia mayor al peralte de la viga, a partir del final de la viga, el esfuerzo por fluencia local del alma de la viga en la conexión del patín del arriostramiento es:

$$R_{nwv} = F_y t_{wb} (5 k_{desb} + t_{fr}) = 404.7 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nwv} = (0.90)(404.7 \text{ kip}) = 364.21 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nrr} < P_{uf} \dots \text{No Cumple!}$$

Debido a que la fuerza es aplicada a una distancia mayor o igual a $d/2$ a partir del final de la viga, la resistencia por desgarramiento local del alma en la conexión del patín del arriostramiento no cumple. Aplicando la debida corrección se tiene:

$$R_{nvw} = 0.80 t_{wb}^2 \left(1 + 3 \frac{t_{fr}}{d_b} \left(\frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_y t_{fb}}{t_{wb}}} = 635.81 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nvw} = (0.90)(635.81 \text{ kip}) = 572.228 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nvw} > P_{ufv} \dots \text{OK!}$$

La resistencia de fluencia local de los patines de la viga es:

$$R_{nvf} = 6.25 F_y t_{fb}^2 = 6.25 (50 \text{ ksi}) (1.22 \text{ in})^2 = 465.125 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nvf} = (0.90)(465.125 \text{ kip}) = 418.613 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nvf} < P_{ufv} \dots \text{No Cumple!}$$

Ya que la resistencia de fluencia local de los patines no cumple, el alma de la viga requiere rigidizadores adyacentes a los patines del arriostramiento, la fuerza concentrada que controlan los estados límites es la fluencia local del alma de la viga y el esfuerzo requerido de los rigidizadores es la diferencia entre la componente vertical de la fuerza del patín y la resistencia permisible del alma de la viga debido a la fluencia local del alma.

- **Tamaño de los rigidizadores de la viga**

Se usará un rigidizador en cada lado del alma de la viga, la porción de la componente vertical de la fuerza en los patines del arriostramiento que deberá ser resistido por cada rigidizador es:

$$P_{us} = \frac{P_{ufv} - \phi R_{nwv}}{2} = \frac{435.70 \text{ kip} - 364.21 \text{ kips}}{2} = 35.738 \text{ kips}$$

El ancho mínimo de los rigidizadores será:

$$b_{min} = \frac{1}{2}(b_{fb} - 2t_{wb}) = \frac{1}{2}(11.5in - 0.67in) = 5.08 \text{ in}$$

Se usarán rigidizadores en ambos lados del alma con ancho de 5 ¼ in

La longitud del rigidizador en contacto con el patín es:

$$w_{sf} = w_s - c_f = 5.25in - 1 \text{ in} = 4.25 \text{ in}$$

La longitud del rigidizador en contacto con el alma es:

$$w_{sw} = d_b - 2c_w - 2t_{fb} = 33.8in - 2 * 2.5 \text{ in} - 2 * 1.22in = 26.36 \text{ in}$$

El espesor del rigidizador para desarrollar la resistencia requerida, basado en el estado límite de fluencia por tensión se calcula a partir de la ecuación J4-1 de la norma AISC 360

$$t_{min} = \frac{P_{us}}{\phi F_y w_{sf}} = \frac{35.738 \text{ kip}}{0.90 * 50 \text{ ksi} * 4.25 \text{ in}} = 0.187 \text{ in}$$

Se adoptará el espesor de rigidizadores obtenido en las vigas de enlace, por lo que se usarán rigidizadores de ½ X 5 ¼ en todo el peralte a ambos lados del alma de la viga, localizados donde el patín del arriostre intercepta el patín de la viga.

- **Diseño de la Soldadura de los rigidizadores**

El tamaño mínimo de la soldadura de filete a ambos lados para transferir las cargas requeridas en el rigidizador a partir del patín de la viga, expresado en dieciseisavo de pulgadas es:

$$D_{wfs_min} = \frac{P_{us}}{2 w_{sf} \mu} = \frac{35.738 \text{ kip}}{2 * 4.25 \text{ in} * 1.5 * \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}}\right)} = 2.014$$

La sección F3.5b.4 de la norma AISC 341 además especifica que la resistencia requerida de la soldadura de filete que conecta el rigidizador del enlace a los patines del enlace es:

$$\begin{aligned} A_{sv} &= t_s w_s = 0.5 \text{ in} * 5.25 \text{ in} = 2.625 \text{ in}^2 \\ R_n &= \frac{F_y A_{sv}}{4} = \frac{50 \text{ ksi} * 2.625 \text{ in}^2}{4} = 32.813 \text{ kip} \\ D_{wfs_min2} &= \frac{R_n}{2 w_{sf} \mu} = \frac{32.813 \text{ kip}}{2 * 4.25 \text{ in} * 1.5 * \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}}\right)} = 2.773 \end{aligned}$$

Según la tabla J2.4 de la norma AISC 360, para un enlace con rigidizador de $\frac{1}{2}$ in de espesor la mínima soldadura de filete es $\frac{3}{16}$ in, se propone una soldadura de filete de $\frac{1}{4}$ in para la conexión de los rigidizadores del enlace.

- **Diseño de la soldadura Alma-Rigidizador**

El tamaño mínimo requerido de la soldadura de filete para transferir la fuerza del alma al rigidizador es:

$$D_{wws_min} = \frac{P_{us}}{2 w_{sw} \mu} = \frac{35.738 \text{ kip}}{2 * 26.36 \text{ in} * 1.5 * \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}}\right)} = 0.487$$

La sección F3.5b.4 de la norma AISC 341-22 además especifica que la resistencia requerida de la soldadura de filete que conecta el rigidizador del enlace a los patines del enlace es:

$$R_{n2} = F_y A_{sv} = 50 \text{ ksi} * 2.625 \text{ in}^2 = 131.25 \text{ kip}$$

$$D_{wws_min2} = \frac{R_{n2}}{2 w_{sw} \mu} = \frac{131.25 \text{ kip}}{2 * 26.36 \text{ in} * 1.5 * \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}}\right)} = 1.778$$

Según la tabla J2.4 de la norma AISC 360-22, la mínima soldadura de filete es $\frac{2}{16}$ in, se propone entonces una soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ in en ambos lados de la conexión rigidizador – alma del enlace.

3.12.2. Diseño de las conexiones en la unión columna-arriostre-viga

Tabla 21. Datos de la sección de viga fuera del enlace (W33x169)

$L = 8\text{m}$	Longitud del tramo
$H = 3.6\text{ m}$	Altura de piso
$e = 1.6\text{ m}$	Longitud de la sección del enlace
$L_{VFE} = 3.2\text{m}$	Longitud de la viga fuera del enlace
$L_a = 4.817\text{ m}$	Longitud el arriostramiento
$\alpha = 48.366^\circ$	Ángulo del arriostre con respecto al eje horizontal
$d_b = 33.8\text{ in}$	Altura del perfil
$b_{fb} = 11.5\text{ in}$	Ancho de los patines
$t_{wb} = 0.67\text{ in}$	Espesor del alma
$t_{fb} = 1.22\text{ in}$	Espesor de los patines
$k_{des} = 1.92\text{ in}$	Radio de curvatura

Tabla 22. Datos del arriostramiento (W27x368)

$L = 4.817\text{m}$	Longitud del arriostramiento
$H = 3.6\text{ m}$	Altura de piso
$d_r = 30.4\text{ in}$	Altura del perfil
$b_{fr} = 14.7\text{ in}$	Ancho de los patines
$t_{wr} = 1.38\text{ in}$	Espesor del alma
$t_{fr} = 2.48\text{ in}$	Espesor de los patines
$k_{des} = 3.27\text{ in}$	Radio de curvatura
$A_{gr} = 109\text{ in}^2$	Área gruesa
$I_{xr} = 16200\text{ in}^4$	Inercia en el eje fuerte

(AISC 341-Part I 15.6a, 15.2b: 1.25 * Q1 replaces E, Q1 leads to link shear of $R_y \cdot V_n$)

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P_u (kip)	M_{u33} (kip-ft)	M_{u22} (kip-ft)	V_{u2} (kip)	V_{u3} (kip)	T_u (kip-ft)
100.2199	-1153.856	13.7199	0	0	0	0

Figura XLVIII. Datos obtenidos mediante diseño de viga. Fuente: Etabs.

- **Determinar la fuerza resultante**

Se calcula la fuerza requerida para equilibrar las fuerzas horizontales de los elementos involucrados, conocido el ángulo entre el arriostre y las fuerzas internas del arriostre, la fuerza colectora es:

$$P = -P_{ur} \sin(\theta) + V_{ur} \sin(90 - \theta) = -643.11 \text{ kips}$$

La fuerza equivalente requerida en la conexión placa-arriostres es la resultante entre la carga axial del arriostre y la fuerza cortante del arriostre:

$$R_u = \sqrt{P_{ur}^2 + V_{ur}^2} = \sqrt{(968 \text{ kip})^2 + (0 \text{ kip})^2} = 968 \text{ kips}$$

- **Determinar el número de pernos de la conexión**

Se usarán pernos del grupo 120 con diámetro nominal de 1 in con hilos de rosca incluidos en su plano de corte, la resistencia de este tipo de pernos se obtiene de la Tabla 7-1 del Steel Construction Manual.

$$\phi r_n = 63.6 \text{ kip}$$

Conocida la resistencia equivalente a ser resistida por los pernos y la resistencia de cada perno, se calcula el número de pernos a utilizar:

$$n = \frac{R_u}{\phi r_n} = \frac{968 \text{ kips}}{63.6 \text{ kip}} = 15.22$$

Se usarán 16 pernos.

- **Determinar la distancia centro a centro, al borde y por fila de pernos**

La separación entre pernos se calcula según lo estipulado en el capítulo J del AISC 360-22.

La distancia mínima centro a centro para cada perno es:

$$s_c = \frac{8}{3} d_b = \frac{8}{3} (1 \text{ in}) = 2.67 \text{ in}$$

La distancia mínima centro a borde para cada perno es:

$$s_e = \frac{7}{4} d_b = \frac{7}{4} (1 \text{ in}) = 1.75 \text{ in}$$

Se usarán dos filas de pernos de 8 pernos cada una, se deben realizar perforaciones estándar con una distancia centro a centro de 3 in, una distancia entre filas de pernos de 3 ½ in y una distancia al borde de 2 in.

- **Revisión de la placa de conexión**

Se propone usar una placa de conexión cuyo espesor será de 1 in, para pernos establecidos anteriormente, la resistencia por aplastamiento se verifica según las Tablas 7-4 y 7-5 del Steel Construction Manual, 15ta Edición.

La resistencia por aplastamiento basado en la distancia al centro según la tabla 7-4 para un espesor de placa de 1 in es:

$$\phi r_{nc} = 113 \frac{\text{kip}}{\text{in}} * 1 \text{ in} = 113 \text{ kip}$$

La resistencia por aplastamiento basado en la distancia al borde según la tabla 7-5 para un espesor de placa de 1 in es:

$$\phi r_{nce} = 85.9 \frac{\text{kip}}{\text{in}} * 1 \text{ in} = 85.9 \text{ kip}$$

La resistencia por aplastamiento de placa es entonces:

$$\begin{aligned} \phi r_{nt} &= 14 \phi r_{nc} + 2 \phi r_{nce} = 1753.8 \text{ kip} \\ \phi r_{nt} &> R_u \dots OK! \end{aligned}$$

- **Revisión de la resistencia del bloque de corte**

Se verifica a continuación el bloque de corte según la ecuación J4-5 del código AISC 360-22.

El área gruesa en corte para la conexión emperrada es:

$$A_{gv} = 2 (S_e + 7S) t_c = 2 (2 \text{ in} + 7 * 3 \text{ in}) * 1 \text{ in} = 40.83 \text{ in}^2$$

El área neta de la sección en corte es:

$$A_{nv} = 40.83 \text{ in}^2 - 2 * 7.5 \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) * 1 \text{ in} = 23.02 \text{ in}^2$$

El área gruesa en tensión de la sección es:

$$A_{gt} = S_r t_c = 3.5 \text{ in} * 1 \text{ in} = 3.5 \text{ in}^2$$

El área neta de la sección en tensión es:

$$A_{nt} = 3.5 \text{ in}^2 - 1 \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) * 1 \text{ in} = 2.313 \text{ in}^2$$

La resistencia por bloque de corte es:

$$R_{sb1} = \phi_v (0.6 F_u A_{nv} + Ubs F_u A_{nt}) = 786.09 \text{ kip}$$

$$R_{sb2} = \phi_v (0.6 F_y A_{gv} + Ubs F_u A_{nt}) = 1031 \text{ kip}$$

$$R_{sb1} > R_u \dots OK!$$

- **Revisión de la resistencia en bloque de compresión de la placa gusset.**

Considerando un espesor de placa de 1¼ in, la longitud de línea perpendicular al plano de corte que empieza al final del lado derecho de este e intercepta la viga fuera del enlace es:

$$l_1 = \frac{43}{4} \text{ in}$$

La longitud de la línea perpendicular al eje entre centro y centro de pernos más próximos a la conexión viga-columna es:

$$l_2 = \frac{11}{2} \text{ in}$$

La longitud de la línea perpendicular al plano de corte que comienza al final del lado izquierdo de este e intercepta la columna es:

$$l_3 = \frac{15}{8} \text{ in}$$

Se calcula la longitud promedio de estas distancias:

$$l_w = \frac{l_1 + l_2 + l_3}{3} = 6.04 \text{ in}$$

La longitud expuesta a la cara de compresión de la placa es:

$$l_4 = 3.5 \text{ in} + 2 * 4 * 3 \text{ in} * \tan(30^\circ) = 17.36 \text{ in}$$

El radio de giro de la placa es:

$$r = \frac{1.25 \text{ in}}{\sqrt{12}} = 0.361 \text{ in}$$

Para un factor de longitud efectiva de columna de 0.65 equivalente a conexión empotrada-empotrada, se calcula la esbeltez de la placa:

$$E_c = \frac{k l_w}{r} = \frac{0.65 * 6.04 \text{ in}}{0.361 \text{ in}} = 10.88$$

Cuando la esbeltez de la placa es menor a 25, el esfuerzo se calcula según la ecuación J4-6 de la norma AISC 360-22.

$$P_{nbc} = F_y l_4 t_p = (50 \text{ ksi})(17.36 \text{ in})(1.25 \text{ in}) = 1084.775 \text{ kips}$$

$$\phi P_{nbc} = (0.90)(1084.775 \text{ kip}) = 976.298 \text{ kips}$$

$$\phi P_{nbc} > R_u \dots \text{OK!}$$

3.12.3. Diseño de soldadura de placa-viga y columna-placa

Primeramente, se determinan las fuerzas en la conexión entre los elementos involucrados:

La mitad del peralte de la viga fuera del enlace es:

$$e_b = \frac{d_{bm}}{2} = 16.9 \text{ in}$$

La mitad del peralte de la columna es:

$$e_c = \frac{d_c}{2} = 17.8 \text{ in}$$

La longitud horizontal de la placa es:

$$l_{cH} = 20.11 \text{ in}$$

La longitud vertical de la placa es:

$$l_{cV} = 23.06 \text{ in}$$

El centroide horizontal de la placa es:

$$\alpha = \frac{20.11 \text{ in}}{2} = 10.055 \text{ in}$$

El centroide de la placa vertical es:

$$\beta = \frac{23.06 \text{ in}}{2} = 11.53 \text{ in}$$

Conociendo las dimensiones del centroide de la placa, la carga axial requerida y el cortante se determina en base a las ecuaciones establecidas en el capítulo 13 del Steel Construction Manual 15ta Edición:

El radio de ajuste es:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 39.802 \text{ in}$$

Los valores de fuerzas horizontales y verticales para la viga son:

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_{ur} = \frac{16.9 \text{ in}}{39.802 \text{ in}} * 968 \text{ kip} = 411.019 \text{ kip}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_{ur} = \frac{10.055 \text{ in}}{39.802 \text{ in}} * 968 \text{ kip} = 244.544 \text{ kip}$$

Los valores de las fuerzas verticales y horizontales en la columna son:

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_{ur} = \frac{11.53 \text{ in}}{39.802 \text{ in}} * 968 \text{ kip} = 280.417 \text{ kip}$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_{ur} = \frac{17.8 \text{ in}}{39.802 \text{ in}} * 968 \text{ kip} = 432.907 \text{ kip}$$

Asumiendo un espesor de $\frac{3}{4}$ in en los extremos de la placa y 1 in en la esquina, la longitud de la conexión soldada de la placa al ala de la viga es:

$$l_{w2} = 20.11 \text{ in} - 1 \text{ in} - \frac{3}{4} \text{ in} = 18.36 \text{ in}$$

Los esfuerzos que se desarrollan en la unión placa viga se calculan a continuación:

$$f_{uv} = \frac{H_{ub}}{l_{w2}} = \frac{244.544 \text{ kip}}{18.36 \text{ in}} = 13.319 \text{ kip/in}$$

$$f_{ua} = \frac{V_{ub}}{l_{w2}} = \frac{411.019 \text{ kip}}{18.36 \text{ in}} = 22.387 \text{ kip/in}$$

$$f_{ur} = \sqrt{f_{uv}^2 + f_{ua}^2} = 26.049 \text{ kip/in}$$

El ángulo de carga de esta fuerza en la placa es:

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{V_{ub}}{H_{ub}} \right) = 59.249^\circ$$

Utilizando un factor de ductilidad de 1.25 para el cálculo de la soldadura de filete en dos líneas, se calcula el factor de influencia y el valor del tamaño de la soldadura de filete:

$$\mu = 1 + 0.50 \sin(59.249)^{1.5} = 1.398$$

$$D_{req} = \frac{1.25 f_{ur}}{2 * \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \right) * \mu} = 8.364$$

Se recomienda usar soldadura de filete de ½ in con longitud de soldadura 18.5in en ambos lados de la placa.

A continuación, se revisa el esfuerzo de fluencia en el alma de la viga y la placa, la resistencia por unidad de longitud de la placa por fluencia es:

$$R_{nf} = 0.60 F_y t_p = 0.60 * 50 \text{ ksi} * 1.25 \text{ in} = 37.5 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$\phi R_{nf} = 0.90 * 37.5 = 33.75 \text{ kip/in}$$

$$\phi R_{nf} > f_{ur} \dots OK!$$

Ya que la placa es satisfactoria por fluencia se procede a revisar el aplastamiento, ya que la carga de compresión que debe ser resistida por el miembro es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$ se deberá usar la ecuación J10-4 de la norma AISC 360-22.

$$R_{nvw} = 0.80 t_{wb}^2 \left(1 + 3 \frac{l_w}{d_b} \left(\frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_y t_{fb}}{t_{wb}}} = 4887.97 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nvw} = 0.90 * 4887.97 = 4399.18 \text{ kip}$$

- $\phi R_{nvw} > V_{ub} \dots OK!$

- **Determinación del número de pernos para la conexión**

Se proporcionarán pernos en la conexión para resistir las cargas de montaje antes de la soldadura del alma y patines del arriostramiento. Se usarán 4 pernos de 1 in de diámetro, grupo A con hilos incluidos en el plano de corte.

La resistencia al corte de un perno de 1 pulgada de diámetro, con hilo de rosca incluida en el plano de corte, según la Tabla 7-1 del AISC Steel Construction Manual es:

$$\phi r_n = 31.8 \text{ kip}$$

Los cuatro pernos proporcionan una resistencia de 127.2 kip.

3.12.4. Diseño de soldadura entre la placa extrema y placa gusset

La longitud de la soldadura placa a placa es:

$$l_{wce} = l_{cv} - 1 = 23.06 \text{ in}$$

Conocida la longitud se calculan las fuerzas por unidad de longitud:

$$f_{uv_ce} = \frac{V_{uc}}{l_{wce}} = \frac{280 \text{ kip}}{23.06 \text{ in}} = 12.71 \text{ kip/in}$$

$$f_{ua_ce} = \frac{HH_{uc}}{l_{wce}} = \frac{432.91 \text{ kip}}{23.06 \text{ in}} = 19.624 \text{ kip/in}$$

La fuerza resultante de estas componentes es:

$$f_{ur} = \sqrt{12.71^2 + 19.624^2} = 23.381 \text{ kip/in}$$

El ángulo de carga de esta fuerza en la placa es:

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}} \right) = 57.067^\circ$$

Utilizando un factor de ductilidad de 1.25 para el cálculo de la soldadura de filete en dos líneas, se calcula el factor de influencia y el valor del tamaño de la soldadura de filete:

$$\mu = 1 + 0.50 \sin(57.067)^{1.5} = 1.384$$

$$D_{req} = \frac{1.25 f_{ur}}{2 * \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \right) * \mu} = 7.583$$

Se recomienda usar soldadura de filete de ½ in de longitud de soldadura en ambos lados de la placa.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

El diseño estructural del edificio de acero de cuatro niveles, utilizando pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) cumple con las normativas AISC 341-22 y AISC 358-22, así como con la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua. El análisis modal-espectral realizado en ETABS demuestran que los desplazamientos máximos obtenidos fueron de 1 in, valor inferior al límite permitido de 1.43 in, lo que confirma que la estructura mantiene un control adecuado ante deformaciones.

El análisis de desempeño del sistema EBF muestra que el ángulo de rotación del enlace es de 0.00046 rad, inferior al límite de establecido de 0.08 rad según la AISC 341-22, lo que indica que no se producen roturas plásticas en el enlace y que la disipación de energía ocurre de manera controlada, asegurando que el sistema estructural mantenga su estabilidad.

Los elementos estructurales principales fueron diseñados conforme a la AISC 341-22, mientras que las conexiones precalificadas se detallaron conforme a la normativa AISC 358-22. Los valores de resistencia de diseño a la compresión, tensión y flexión de los elementos se mantuvieron dentro de los límites normativos de relación demanda-capacidad, siendo su valor más alto obtenido en vigas en flexión con $D/C=0.708$, lo que garantiza un adecuado desempeño estructural. Esto asegura que la estructura posee la resistencia suficiente para soportar cargas sísmicas sin comprometer su ductilidad y seguridad.

Esta investigación reafirma la importancia de implementar sistemas innovadores como los pórticos arriostrados excéntricamente (EBF), que, aunque poco utilizados en Nicaragua, podrían demostrar ser una solución eficiente y segura para edificaciones en zonas altamente sísmicas como Managua. Su uso impulsa

el desarrollo de tecnologías modernas en el diseño estructural.

En resumen, el sistema EBF no solo representa una solución viable y confiable para proyectos actuales, sino que también sienta las bases para su implementación en edificaciones de mayor escala o con configuraciones arquitectónicas complejas. Este enfoque tiene el potencial de ser replicado en otros contextos constructivos, contribuyendo a la modernización de los estándares de construcción y promoviendo edificaciones más seguras frente a eventos sísmicos.

4.2. Recomendaciones

- En esta tesis se realizó análisis sísmico lineal mediante el método modal espectral. No obstante, durante un sismo de magnitud intermedia a alta, el edificio podría incursionar en el rango inelástico, por lo que se recomienda realizar el análisis sísmico mediante un método no lineal, como time history non linear, a fin de comparar los desempeños resultantes.
- Implementar sistemas EBF en proyectos piloto, tanto públicos como privados, como hospitales, escuelas o edificios administrativos, para evaluar su desempeño en condiciones reales. Estos proyectos podrían servir para recopilar datos prácticos que respalden su adopción en el país.
- Realizar investigaciones centradas en la aplicación de sistemas EBF en edificaciones de mayor altura o con diferentes configuraciones arquitectónicas. Esto permitiría identificar posibles desafíos asociados en términos de demandas sísmica y determinar las modificaciones necesarias para garantizar su eficacia en proyectos más sofisticados.
- Desarrollar estudios que comparen el desempeño técnico y la economía del sistema EBF con otros sistemas de arriostramiento, como los sistemas concéntricos o con disipadores de energía. Esto permitirá determinar cuál es la opción más eficiente en términos de costos y desempeño en distintos escenarios constructivos.

- Explorar otros sistemas innovadores de arriostramiento que complementen o sirvan como alternativas al sistema EBF, adaptándose a diferentes contextos estructurales y económicos.

5. BIBLIOGRAFÍA

ANSI/AISC 341-22. *Seismic provisions for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, American National Standard Institute.

ANSI/AISC 358-22. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction, American National Standard Institute.

ANSI/AISC 360-22. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, American National Standard Institute.

Bazan, E., & Meli, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. Perú. Limusa

Bruneau, M., Uang, C. M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures (2nd ed)*. McGraw-Hill.

Computers and Structures Inc. (2023). ETABS – Integrated Software for Structural Analysis and Design. Version 20.0. Berkeley, California: Computers and Structures Inc. Recuperado de <https://www.csiamerica.com/products/etabs>.

Crisafulli, F.J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (5ta Edición)*. Alacero. Mendoza, Argentina.

Chopra, Anil K. *Dinámica de estructuras (2014)*, Editorial Pearson. Cuarta edición. Estados Unidos

- Elnashai, A. S., & Disarno, G. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering* (1st ed). John Wiley & Sons.
- García, J. & Tapia, E. (2019). *Respuesta Inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico*. México, D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hague, D, S. (2013). *Eccentrically braced Steel frames as a seismic force resisting system*. Kansas State University. Dept. Architectural Engineering. Manhattan, Kansas. Recuperado de: <https://core.ac.uk/reader/10653470>.
- Itani, A. and Goel, S. C. (1991). *Earthquake resistant design of open web framing systems*. University of Michigan, Dept. Civil and Environmental Eng., Ann Arbor, MI.
- Kazemzadeh Azad, S., & Topkaya, C. (2017). *A review of research on steel eccentrically braced frames*. *Journal of Constructional Steel Research* 128.
- Kim, B., & Oh, H. (2017). *Design of special truss moment frames considering progressive collapse*. Sungkyunkwan University. Dept. Civil and Architectural Engineering. Seoul, Korea.
- López, M. B., Álvarez, M, M. (2019). *Diseño de edificio de acero de ocho niveles con sistemas de marcos arriostrados concentricamente (SCBF)*. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de tecnología de la construcción. Managua, Nicaragua.
- McGuire, R, K. (2004). *Seismic hazard and risk analysis*. Earthquake Engineering Research Institute.
- McCormac, J, C, & Csernak, F, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (5ta edición). Editorial Alfaomega.

MTI (2022). *Reglamento Nacional de Construcción RNC-07*.

MTI (2022). *Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua*.

Musmar, M. A. (2012). *Effect of Link on Eccentrically Braced Frames*. *Journal of Engineering Sciences, Assiut University*, 40(1), 35–43. Recuperado de https://jesaun.journals.ekb.eg/article_112712_cf8efd1b0c086ea9f9ff9be98c8bfa9f.pdf

Musmar, M. A. (2020). *Effect of Link on Eccentrically Braced Frames*. *Journal of Engineering Sciences Assiut University*. Recuperado de https://jesaun.journals.ekb.eg/article_112712_cf8efd1b0c086ea9f9ff9be98c8bfa9f.pdf.

National Institute of Standards and Technology. (2009). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for practicing Engineers*. Washington, DC: U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.

Reyes, G., Rojas, H. (2021). *Analisis y diseño sismo-resistente de edificio de acero de cuatro niveles con sistemas de marcos arriostrados excéntricamente (EBF)*. Universidad nacional de Ingeniería, Facultad de tecnología de la construcción. Managua, Nicaragua.

Popov, E. P. (1958). *Mechanics of materials*.

Popov, E. P., & Roeder, C. W. (1978). *Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes*.

Popov, E. P., & Hjelmstad, K. D. (1984). *Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes*

Popov, E. P., & Engelhardt, M. D. (1988). *Seismic eccentrically braced frames*. University of California Press.

Portal de arquitectura Arqhys.com. Equipo de redacción profesional. (2012, 12). *Análisis modal espectral de estructuras resistentes a los sismos*. Recuperado el 5 de febrero 2023, desde el sitio web: <https://www.arqhys.com/arquitectura/analisis-modal-espectral.html>.

Prato, C., Ceballos, A. & Pinto, F. (2015). *Método modal espectral*. Universidad nacional de Córdoba, Dept. Civil. Argentina.

Salvadori, M., & Heller, R. (1980). *Estructuras: O por qué las cosas no se caen* (1.^a ed.). Editorial Reverté.

Salazar, M. I. (2018). *Ejemplos de modelos de análisis estructural usando opensees*. Universidad de los Andes, Dept. Civil y Ambiental. Bogotá, Colombia.

Hibbeler, R. C. (2018). *Structural Analysis* (10th ed.). Pearson Education

UNDRR. (s.f.). *Amenaza sísmica del área de Managua y sus Alrededores (Nicaragua)*. Recuperado el 12 de octubre de 2022, de Prevention Web: https://www.preventionweb.net/files/15491_siggeoriesgosamenazasismica.pdf.

Zhao, Q., & Astanteh-Asl, A. Cyclic Tests of Steel Shear Walls. (2002). Universidad de California en Berkeley. Recuperado el 3 de febrero de 2023 de: https://www.researchgate.net/publication/328642786_CYCLIC_TESTS_OF_STEEL_SHEAR_WALLS_FINAL_REPORT

6. ANEXOS

Hoja de cálculo de diseño a tensión, utilizando un perfil W27X368 para arriostre.

Datos de Entrada:		Propiedades:	
Tamaño de Miembro: Perfil: <input type="text" value="W27X368"/>		d = <input type="text" value="30.4"/> in bf = <input type="text" value="14.7"/> in tf = <input type="text" value="2.48"/> in tw = <input type="text" value="1.38"/> in A = <input type="text" value="109"/> in ² Ix = <input type="text" value="16200"/> in ⁴ Iy = <input type="text" value="1310"/> in ⁴ rx = <input type="text" value="12.2"/> in ry = <input type="text" value="3.48"/> in J = <input type="text" value="170"/> in ⁴ Cw = <input type="text" value="255000"/> in ⁶	
Cargas del Miembro: Pu = <input type="text" value="270.162"/> kips		b/2tf = <input type="text" value="2.96"/> h/tw = <input type="text" value="17.3"/> Mf = <input type="text" value="13.49"/> Aw = <input type="text" value="35.88"/> Patin Esbelto Alma Esbelto	
Parámetros de diseño: Fy = <input type="text" value="50"/> ksi Fu = <input type="text" value="62"/> ksi Kx = <input type="text" value="1"/> Ky = <input type="text" value="1"/> Lx = <input type="text" value="15.8026"/> ft Ly = <input type="text" value="15.8026"/> ft U = <input type="text" value="1"/>			
Resultados:			
Para tensión: Ae = <input type="text" value="109.00"/> in ² φPy = <input type="text" value="4,905.00"/> kips φPr = <input type="text" value="5,068.50"/> kips		4.71«E/Fy» <input type="text" value="113.43"/> Para Compresión: KL/r = <input type="text" value="54.49"/> ksi	
Ratio D/C: D/C = <input type="text" value="0.07"/>		Esfuerzo de Euler: Fe = <input type="text" value="96.39"/> ksi	
		Pandeo Flexional: Fn = <input type="text" value="40.24"/> kips	
		Resistencia de diseño: φPn = <input type="text" value="3,947.74"/>	

Figura XLIX. Hoja de cálculo de arriostres. Fuente: Cálculos propios en Excel.

Hoja de cálculo de diseño a compresión, utilizando un perfil W33X221 para columnas centrales del tercer y cuarto nivel.

Datos de Entrada:		Propiedades:		Diagrama			
Perfil:	W33X221	d =	33.9 in				
Carga de Diseño	Pu = 289.471 kips	bf =	15.8 in				
Parámetros de diseño:	Fy = 50 ksi	tf =	1.28 in				
	Kx = 1	tw =	0.775 in				
	Lx = 11.81 ft	A =	65.3 in²				
	Ky = 1	Ix =	12900 in⁴				
	Ly = 11.81 ft	rx =	14.1 in				
		Iy =	840 in⁴				
		ry =	3.59 in				
		J =	27.8 in⁴				
		Cw =	224000 in⁶				
Revisión del Tipo de Perfil (Sección B4.1a)							
Tipo de Perfil		Perfil Esbelto					
b/2tf = 6.2		C1 =	0.18				
h/tw = 38.5		C2 =	1.31				
Mf = 13.49	Patin No Esbelto	Fel =	74.54				
λw = 35.88	Alma Esbelta	Ir «Fy/Fn» =	37.99				
		be =	31.08				
		Ae =	65.10				
Resultados:							
Esbeltez efectiva							
Kx Lx/rx = 10.05	< 200 Ok	4.71 «E/Fy»	113.43				
Ky Ly/ry = 39.48	< 200 Ok						
Esfuerzo de Euler:							
Fe = 183.66	ksi	Fe =	254.99	ksi			
Pandeo Flexional:							
Fn = 44.62	ksi	Pandeo Flexo-Torsional:	Fn = 46.06	ksi			
Resistencia de diseño:							
φPn = 2,614.08	kips	Resistencia de diseño:	φPn = 2,698.74	kips			
Ratio D/C:							
D/C = 0.11							

Figura L. Hoja de cálculo de columna central para tercer y cuarto nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.

Hoja de cálculo de diseño a flexión, utilizando un perfil W18X119 para vigas secundarias.

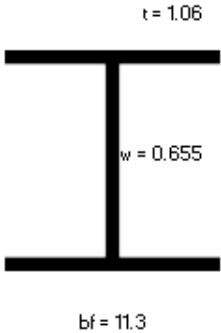
Datos de Entrada:		Propiedades:		Diagrama	
Tamaño de Miembro: Perfil: <input type="text" value="W18X119"/>		Propiedades: d = <input type="text" value="19"/> in bf = <input type="text" value="11.3"/> in tf = <input type="text" value="1.06"/> in tw = <input type="text" value="0.655"/> in Zx = <input type="text" value="262"/> in ³ Sx = <input type="text" value="231"/> in ³ Ix = <input type="text" value="2190"/> in ⁴ Iy = <input type="text" value="253"/> in ⁴ rts = <input type="text" value="3.13"/> in ry = <input type="text" value="2.69"/> in J = <input type="text" value="10.6"/> in ⁴ ho = <input type="text" value="17.9"/> in Cw = <input type="text" value="20300"/> in ⁶ Lp = <input type="text" value="9.50"/> ft Lr = <input type="text" value="34.28"/> ft			
Cargas del Miembro: Mu = <input type="text" value="122.0449"/> kips – ft					
Parámetros de diseño: Fy = <input type="text" value="50"/> ksi Lb = <input type="text" value="0"/> ft Cb = <input type="text" value="1.14"/>					
Resultados: Momento Plástico Mp = <input type="text" value="1,091.67"/> kips – ft					
Resistencia a flexión Momento Plastico Fcr = <input type="text" value="No Aplica"/> ksi Mr = <input type="text" value="1,091.67"/> kips – ft		b/2tf = <input type="text" value="5.31"/> h/tw = <input type="text" value="24.5"/>		λ _{pf} = <input type="text" value="9.15"/> λ _{rf} = <input type="text" value="24.08"/> λ _{pw} = <input type="text" value="90.55"/> λ _{rw} = <input type="text" value="137.27"/>	
Resistencia de diseño: φM _n = <input type="text" value="982.50"/> kips		<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;"> Patin Compacto Alma Compacta </div>			
Ratio D/C: D/C = <input type="text" value="0.12"/>					
Resistencia por corte: 2.24«E/Fy» = <input type="text" value="53.95"/> Cv1 = <input type="text" value="1.00"/> Aw = <input type="text" value="12.45"/> in ² φV _n = <input type="text" value="373.35"/> kips		Revisión de los desplazamientos: Lt = <input type="text" value="26.25"/> ft Δ _{max} = <input type="text" value="1.43"/> in Δ = <input type="text" value="0.048"/> in			

Figura LI. Hoja de cálculo de viga secundaria. Fuente: Cálculos propios en Excel.

Hoja de cálculo de diseño a flexión, utilizando un perfil W33X169 para vigas principales.

Datos de Entrada:		Propiedades:		Diagrama	
Tamaño de Miembro:		d =	33.8 in		
Perfil:	W33X169	bf =	11.5 in		
Cargas del Miembro:		tf =	1.22 in		
Mu =	489.918 kips - ft	tw =	0.67 in		
Parámetros de diseño:		Zx =	629 in³		
Fy =	50 ksi	Sx =	549 in³		
Lb =	29.5276 ft	Ix =	9290 in⁴		
Cb =	1.56	Iy =	310 in⁴		
Resultados:		rts =	3.03 in		
Momento Plástico		ry =	2.5 in		
Mp =	2,620.83 kips - ft	J =	17.7 in⁴		
Resistencia a flexión		ho =	32.6 in	$\lambda_{pf} = 9.15$ $\lambda_{rf} = 24.08$ $\lambda_{pw} = 90.55$ $\lambda_{rw} = 137.27$	
Zona 3		Cw =	82400 in⁶		
Fcr =	46.80 ksi	Lp =	8.83 ft		
Mr =	2,141.29 kips - ft	Lr =	26.69 ft		
Resistencia de diseño:		b/2tf =	4.71	$\lambda_{pw} = 90.55$ $\lambda_{rw} = 137.27$	
$\phi M_n =$	1,927.16 kips	h/tw =	44.7		
Ratio D/C:		<input type="button" value="Patin Compacto"/> <input type="button" value="Alma Compacta"/>			
D/C =		0.25			
Resistencia por corte:		Revisión de los desplazamientos:			
$2.24 \llbracket E/F_y \rrbracket =$	53.95	Lt =	26.25 ft		
Cv1 =	1.00	$\Delta_{max} =$	1.43 in		
Aw =	22.65 in²	$\Delta =$	0.011 in		
$\phi V_n =$	679.38 kips				

Figura LII. Hoja de cálculo de viga principal. Fuente: Cálculos propios en Excel.

Hoja de cálculo de diseño a flexo-compresión, utilizando un perfil W33X354 para columna esquinera del primer y segundo nivel.

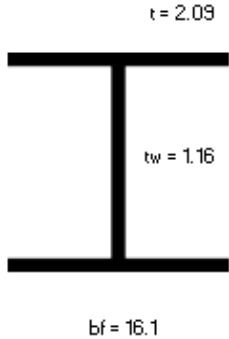
Datos de Entrada:		Propiedades:		
Tamaño de Miembro: Perfil: W33X354		A = 104 in ² d = 35.6 in bf = 16.1 in tf = 2.09 in tw = 1.16 in Zx = 1420 in ³ Sx = 1240 in ³ Zy = 282 in ³ Sy = 181 in ³ rtx = 4.44 in ry = 3.74 in Ix = 22000 in ⁴ Iy = 1460 in ⁴ J = 115 in ⁴ ho = 33.5 in Cw = 408000 in ⁶ Lp = 13.21 ft Lr = 49.85 ft		
Cargas del Miembro: Pu = 163.522 kips Mux = 37.7413 kips - ft Muy = 38.8496 kips - ft				
Parámetros de diseño: Fy = 50 ksi Lb = 11.81 ft Cb = 1.67				
Flexión en el eje fuerte				
Momento Plástico Mp = 5,916.67 kips - ft				
Resistencia a flexión Momento Plástico Fcr = No Aplica ksi Mr = 5,916.67 kips - ft				
Resistencia de diseño: φMx = 5,325.00 kips - ft				
Flexión en el eje débil				
Momento Resistente ZyFy ≤ 1.6FySy Mry = 1,175.00 kips - ft φMy = 1,057.50 kips - ft		Compresión Axial KL/r = 37.89 Fe = 199.33 ksi Fet = 302.74 ksi Fn = 45.02 ksi φPn = 4,213.57 ksi		
Interacción Pu/φPn = 0.04 0.06				

Figura LIII. Hoja de cálculo de columna esquinera del primer y segundo nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.

Hoja de cálculo de diseño a flexo-compresión, utilizando un perfil W33X221 para columna perimetral del tercer y cuarto nivel.

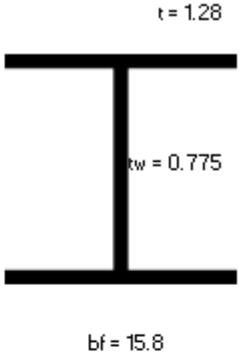
Datos de Entrada:		Propiedades:		
Tamaño de Miembro: Perfil: W33X221		A = 65.3 in ² d = 33.9 in bf = 15.8 in tf = 1.28 in tw = 0.775 in Zx = 857 in ³ Sx = 759 in ³ Zy = 164 in ³ Sy = 106 in ³ rts = 4.25 in ry = 3.59 in Ix = 12900 in ⁴ Iy = 840 in ⁴ J = 27.8 in ⁴ ho = 32.6 in Cw = 224000 in ⁶ Ae = 65.1 in ² Lp = 12.68 ft Lr = 38.20 ft		
Cargas del Miembro: Pu = 133.248 kips Mux = 45.0633 kips – ft Muy = 18.5566 kips – ft				
Parámetros de diseño: Fy = 50 ksi Lb = 11.81 ft Cb = 2.18				
Flexión en el eje fuerte				
Momento Plástico Mp = 3,570.83 kips – ft				
Resistencia a flexión Momento Plastico Fcr = No Aplica ksi Mr = 3,570.83 kips – ft				
Resistencia de diseño: φMx = 3,213.75 kips – ft				
Flexión en el eje débil				
Momento Resistente $ZyFy \leq 1.6FySy$ Mry = 683.33 kips – ft φMy = 615.00 kips – ft		Compresión Axial KL/r = 39.48 Fe = 183.66 ksi Fet = 254.99 ksi Fn = 44.62 ksi φPn = 2,614.01 ksi		
Interacción Pu/φPn = 0.05 0.07				

Figura LIV. Hoja de cálculo de columna perimetral del tercer y cuarto nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.

Hoja de cálculo de diseño a flexo-compresión, utilizando un perfil W33X221 para columna perimetral del primer y segundo nivel.

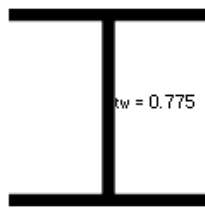
Datos de Entrada:		Propiedades:		
Tamaño de Miembro: Perfil: <input type="text" value="W33X221"/>		A = <input type="text" value="65.3"/> in ² d = <input type="text" value="33.9"/> in bf = <input type="text" value="15.8"/> in tf = <input type="text" value="1.28"/> in tw = <input type="text" value="0.775"/> in Zx = <input type="text" value="857"/> in ³ Sx = <input type="text" value="759"/> in ³ Zy = <input type="text" value="164"/> in ³ Sy = <input type="text" value="106"/> in ³ rts = <input type="text" value="4.25"/> in ry = <input type="text" value="3.59"/> in Ix = <input type="text" value="12900"/> in ⁴ Iy = <input type="text" value="840"/> in ⁴ J = <input type="text" value="27.8"/> in ⁴ ho = <input type="text" value="32.6"/> in Cw = <input type="text" value="224000"/> in ⁶ Ae = <input type="text" value="65.1"/> in ² Lp = <input type="text" value="12.68"/> ft Lr = <input type="text" value="38.20"/> ft		
Cargas del Miembro: Pu = <input type="text" value="69.312"/> kips Mux = <input type="text" value="63.254"/> kips – ft Muy = <input type="text" value="19.5196"/> kips – ft				
Parámetros de diseño: Fy = <input type="text" value="50"/> ksi Lb = <input type="text" value="11.81"/> ft Cb = <input type="text" value="2.21"/>				
Flexión en el eje fuerte				
Momento Plástico Mp = <input type="text" value="3,570.83"/> kips – ft				
Resistencia a flexión Momento Plastico Fcr = <input type="text" value="No Aplica"/> ksi Mr = <input type="text" value="3,570.83"/> kips – ft				
Resistencia de diseño: φMx = <input type="text" value="3,213.75"/> kips – ft				
Flexión en el eje débil				
Momento Resistente ZyFy <= 1.6FySy Mry = <input type="text" value="683.33"/> kips – ft φMy = <input type="text" value="615.00"/> kips – ft		Compresión Axial KL/r = <input type="text" value="39.48"/> Fe = <input type="text" value="183.66"/> ksi Fet = <input type="text" value="254.99"/> ksi Fn = <input type="text" value="44.62"/> ksi φPn = <input type="text" value="2,614.01"/> ksi		
Interacción Pu/φPn = <input type="text" value="0.03"/> <input type="text" value="0.06"/>				

Figura LV. Hoja de cálculo de columna perimetral del primer y segundo nivel. Fuente: Cálculos propios en Excel.