
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
DEPEC-UNI



TESINA:

DISEÑO DE UN EDIFICIO SISMORRESISTENTE CON SISTEMA DUAL (TIPO SCBF Y SMF) DE ACERO TIPIFICADO UTILIZANDO ARRIOSTRES TIPO V, V INVERTIDA, X Y EN DIAGONAL PARA DETERMINAR LA CONFIGURACION GEOMETRICA MÁS EFICIENTE EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS.

Para optar al título:

Especialidad en Obras Verticales con Enfoque a Ingeniería Sismo Resistente.

AUTOR:

Ing. Juan Carlos Rostrán Cerna.

Marzo, Nicaragua
Copyright © 2019
Todos los derechos reservados

Dedicatoria

Dedico esta monografía a mi padre Juan de Dios Rostrán Paladino (q.d.p) quien con su ejemplo me mostro que lo mejor de la vida viene con la perseverancia y los deseos de superación.

A mi madre Danelia Concepción Cerna Palma por el apoyo incondicional, sus sabios consejos que me brindo durante el tiempo que estuve realizando mi tema de tesis.

A mis hermanos José Iván y Carmen Lucia Ivania Rostrán Cerna por su comprensión y muestras de apoyo que me brindaron durante la realización de este documento.

A todas las personas que buscan en el conocimiento y la innovación el avance tecnológico con el fin de ayudar al prójimo y brindarle un provenir mucho mejor a las futuras generaciones manteniendo el equilibrio con la madre Tierra.

Agradecimientos

Agradezco especialmente a nuestro creador Dios padre celestial, por haberme permitido finalizar una etapa más de mi vida. A mi familia que siempre estuvo presente apoyándome y deseándome éxito en mis estudios.

Agradezco también a las personas que contribuyeron y me proporcionaron su apoyo en la realización de este proyecto de tesis.

Al profesor Msce. Sergio Obregón Aguilar por su guía en el proceso de desarrollo y finalización de la tesis de posgrado.

Claustro de profesorado que impartieron las distintas asignaturas de los módulos del curso de posgrado con el título de "Especialidad en Obras Verticales con Enfoque a Ingeniería Sismo Resistente" que fueron guías en nuestro aprendizaje, el conocimiento durante el curso de posgrado.

A la dirección de Estudios de Posgrado y Educación continua por brindarme el apoyo necesario durante el curso y para la finalización de esta tesis de grado.

Resumen

El presente trabajo de tesis contiene el procedimiento, así como los cálculos para el diseño de un sistema de arriostres de un marco sismorresistente de acero con cuatro niveles tipo SCBF (Special Concentrically Braced Frame) tipificado, con las configuraciones geométricas de arriostre tipo V, V invertida, X y Diagonal.

Utilizando como herramienta de modelado y cálculo el software computacional Sap 2000 versión 20 se realiza el análisis sísmico de la estructura por el método estático equivalente y el método dinámico de análisis Modal, descrito en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), así como los requerimientos previos para el desarrollo del mismo respectivamente, tales como valores de carga muerta, viva, combinaciones de carga etc.

De este análisis se obtienen valores tales como el período fundamental de vibración de la estructura, fuerzas sísmicas y desplazamientos laterales los cuales son elementos que son necesarios controlar durante la concepción y desarrollo del diseño sismorresistente de los elementos estructurales tales como columnas, vigas primarias, secundarias, y los arriostres en las distintas configuraciones.

Finalmente se realiza un análisis comparativo de los desplazamientos generados en la estructura con las distintas configuraciones de arriostres con el fin de determinar la configuración más eficiente en el control de desplazamientos.

TABLA DE CONTENIDOS

| | |
|----------------------|--|
| Capítulo I I | |
| 1. | Introducción 1 |
| 1.1 | Antecedente..... 1 |
| 1.2 | Planteamiento del problema..... 4 |
| 1.3 | Objetivo..... 5 |
| 1.3.1 | Objetivo General 5 |
| 1.3.2 | Objetivos Especifico 5 |
| 1.4 | Alcances 7 |
| 1.5 | Justificación. 8 |
| 1.6 | Hipótesis 9 |
| Capitulo II 10 | |
| 2. | Diseño metodológico 10 |
| 2.1 | Tipo de investigación..... 10 |
| 2.2 | Tipo de diseño metodológico..... 10 |
| Capitulo III..... 12 | |
| 3. | Marco teórico 12 |
| 3.1 | Introducción 12 |
| 3.2 | Comportamientos de sistema de marco arriostrados. 13 |
| 3.3 | Comportamiento estructural de las riostras..... 14 |
| 3.3.1 | Respuesta cíclica. 14 |
| 3.3.2 | Factores que afectan la respuesta. 15 |
| 3.3.3 | Riostras tubulares rellenas de hormigón. 17 |
| 3.4 | Configuración geométrica de las riostras..... 17 |
| 3.5 | Criterios estructurales. 18 |
| 3.6 | Diseño de marcos arriostrados. 19 |
| 3.6.1 | Mecanismo plástico..... 19 |
| 3.6.2 | Diseño de conexiones..... 20 |
| 3.7 | Marco especiales arriostrados concéntricos..... 21 |
| 3.7.1 | Objetivo del diseño. 22 |
| 3.7.2 | Análisis. 22 |
| 3.7.3 | Riostras. 23 |
| 3.7.4 | Configuración de las riostras. 24 |
| 3.7.5 | Relación anchura-espesor. 25 |
| 3.7.6 | Conexión viga-columna. 25 |
| 3.7.7 | Conexión de las riostras. 26 |
| 3.7.8 | Requerimientos especiales para arriostramiento en V y V invertida. 28 |
| 3.7.8.1 | Marco arriostrado en V y V invertida con columna zipper. 31 |
| 3.7.9 | Arriostramientos multipanel. 33 |
| 3.7.10 | Marco arriostrados en X..... 37 |
| 3.7.11 | Marco arriostrados en diagonal..... 38 |
| 3.7.12 | Arriostramiento en K. 39 |

| | | |
|--------------------------|---|-----|
| 3.7.13 | Sistemas duales. | 40 |
| Capítulo IV | | 42 |
| 4. | Análisis estructural..... | 42 |
| 4.1 | Introducción. | 42 |
| 4.2 | Caracterización y tipología estructural. | 42 |
| 4.3 | Determinación de las cargas de diseño. | 44 |
| 4.3.1 | Acciones permanentes: Cargas muertas..... | 45 |
| 4.3.2 | Acciones variables: Carga vivas. | 46 |
| 4.3.3 | Acciones accidentales: Cargas sísmicas y vientos. | 47 |
| 4.3.3.1 | Acción del viento | 47 |
| 4.3.3.2 | Acción sísmica..... | 51 |
| 4.4 | Combinación de cargas. | 55 |
| 4.5 | Análisis estructural..... | 56 |
| 4.5.1 | Criterios considerados en la modelación de la estructura. | 57 |
| 4.5.2 | Análisis sísmico de la estructura. | 57 |
| 4.5.2.1 | Método dinámico de análisis modal espectral. | 58 |
| 4.5.3 | Análisis de la fuerza lateral equivalente..... | 67 |
| Capítulo V | | 74 |
| 5.1. | Diseño estructural | 74 |
| 5.2. | Pre diseño de elementos..... | 74 |
| 5.3. | Diseño de riostras..... | 83 |
| 5.4. | Diseño de columna..... | 87 |
| 5.4.1. | Columnas Marco SMF..... | 87 |
| 5.4.2. | Columnas Marco SCBF. | 98 |
| 5.5. | Diseño de viga principales..... | 108 |
| 5.5.1. | Vigas Marco SMF | 108 |
| 5.5.2. | Vigas Marco SCBF | 114 |
| Capítulo VI | | 128 |
| 6.1. | Resultados obtenidos. | 128 |
| 6.2. | Secciones de acero de los marcos sismorresistente. | 128 |
| 6.3. | Pesos de la estructura metálica. | 129 |
| 6.4. | Periodo fundamental de los marcos arriostrados. | 131 |
| 6.5. | Participación de masa del edificio con las configuraciones de los marcos arriostrados. | 132 |
| 6.6. | Comparación de los desplazamientos generados con las distintas configuraciones de arriostramiento. | 133 |
| 6.7. | Distorsión de pisos en estado límite de servicio. | 134 |
| 6.8. | Distorsión de pisos en estado límite de colapso..... | 135 |
| Conclusiones | | 136 |
| Recomendaciones | | 137 |
| Referencias Bibliografía | | 138 |
| Apéndices | | 140 |

| | |
|--------------------------------|-----|
| Anexos..... | 152 |
| Glosario | 183 |
| Cronograma de actividades..... | 187 |

LISTA DE TABLAS.

| | |
|---|-----|
| Tabla 4. 1 Composición de la estructura (Fuente Propia)..... | 43 |
| Tabla 4. 2 Propiedades de los materiales (Fuente Propia)..... | 44 |
| Tabla 4. 3 Pesos de los elementos considerados carga muertas para entepiso. (Fuente Propia). 45 | |
| Tabla 4. 4 Pesos de los elementos considerados carga muertas para techo (Fuente Propia). | 46 |
| Tabla 4. 5 Cargas vivas asumidas para el diseño (Fuente Propia)..... | 47 |
| Tabla 4. 6 Combinaciones de carga con coeficientes de mayorado. (Fuente Propia) | 55 |
| Tabla 4. 7 Periodos y participación modal de las masas en dirección X y Y (Fuente Propia). | 62 |
| Tabla 4. 8 Desplazamientos máximos generados dirección X-Y (Fuente Propia). | 63 |
| Tabla 4. 9 Distorsiones en el estado límite de servicio (Fuente Propia)..... | 64 |
| Tabla 4. 10 Distorsiones en el estado límite de colapso. (Fuente Propia). | 66 |
| Tabla 4. 11 Fuerzas sísmicas en las dos direcciones X y Y respectivamente (Fuente Propia)..... | 69 |
| Tabla 4. 12 Fuerza cortante estático de entepiso en las dos direcciones X y Y (Fuente Propia). 69 | |
| Tabla 4. 13 Centros de masas y rigidez (Fuente Propia). | 70 |
| Tabla 4. 14 Excentricidades de diseño (Fuente Propia)..... | 71 |
| Tabla 4. 15 Momento torsionante en dirección Y-X (Fuente Propia). | 72 |
| Tabla 4. 16 Calculo de consideración de segundo orden dirección X (Fuente Propia)..... | 73 |
| Tabla 4. 17 Calculo de consideración de segundo orden dirección Y (Fuente Propia). | 73 |
| Tabla 5. 1 Valores de entrada para diseño de elementos R-1. 83 | |
| Tabla 5. 2 Propiedades del perfil de acero HSS4”x4”x5/16” (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017)..... | 83 |
| Tabla 5. 3 Resumen de capacidad del elemento R-1 (Fuente propia). | 86 |
| Tabla 5. 4 Valores de entrada para diseño de elementos CM-1 (Fuente propia)..... | 87 |
| Tabla 5. 5 Propiedades del perfil de acero W21x68 (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017) | 87 |
| Tabla 5. 6 Resumen de capacidad del elemento CM-1 (Fuente propia)..... | 91 |
| Tabla 5. 7 Valores de entrada para diseño de elemento CM-3 (Fuente propia). | 93 |
| Tabla 5. 8 Propiedades del perfil de acero W21x50 (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017). | 93 |
| Tabla 5. 9 Resumen de capacidad del elemento CM-3 (Fuente propia)..... | 97 |
| Tabla 5. 10 Valores de entrada para diseño de elemento CM-1(Fuente propia). | 98 |
| Tabla 5. 11 Propiedades del perfil de acero W21x73 (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017). | 98 |
| Tabla 5. 12 Resumen de capacidad del elemento CM-1 Marco SCBF (Fuente propia)..... | 107 |
| Tabla 5. 17 Valores de entrada para diseño de elementos VM-1 (Fuente propia)..... | 108 |
| Tabla 5. 18 Propiedades del perfil de acero W16x40. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017). | 108 |
| Tabla 5. 19 Valores de entrada para diseño de elementos VM-1 (Fuente propia)..... | 114 |
| Tabla 5. 20 Propiedades del perfil de acero W24x68. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017) | 114 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 5. 21 Resumen de fuerzas críticas del elemento VM-1 (Fuente propia)..... | 124 |
| Tabla 5. 22 Resumen de capacidad de cortante de diseño de VM-1 (Fuente propia)..... | 126 |
| Tabla 6. 1 Perfiles finales de los marcos especiales arriostrados concéntricos. (Fuente propia). 128 | |
| Tabla 6. 2 Perfiles finales de los marcos especiales a momento. (Fuente propia)..... | 128 |
| Tabla 6. 3 Perfiles finales de los elementos secundarios. (Fuente propia). | 129 |
| Tabla 6. 4 Peso total de acero por perfil de la estructura según tipo de configuración (ton). (Fuente propia)..... | 130 |
| Tabla 6. 5 Comparativo de período fundamental de los marcos en dirección X (s). (Fuente propia)..... | 131 |
| Tabla 6. 6 Comparativo de período fundamental de los marcos en dirección Y (s). (Fuente propia)..... | 132 |
| Tabla 6. 7 Comparativo de participación de masa estático (%). (Fuente propia). | 132 |
| Tabla 6. 8 Comparativo de participación de masa dinámico (%). (Fuente propia). | 133 |
| Tabla 6. 9 Desplazamiento máximos en la dirección X (cm). (Fuente propia). | 133 |
| Tabla 6. 10 Desplazamiento máximos en la dirección Y Marco SMF (cm). (Fuente propia)... | 133 |
| Tabla 6. 11 Distorsiones en estado límite de servicio en la dirección X. (Fuente propia). | 134 |
| Tabla 6. 12 Distorsiones en estado límite de servicio en la dirección Y. (Fuente propia). | 134 |
| Tabla 6. 13 Distorsiones en estado límite de colapso en la dirección X. (Fuente propia)..... | 135 |
| Tabla 6. 14 Distorsiones en estado límite de servicio en la dirección Y. (Fuente propia). | 135 |

LISTA DE ILUSTRACIONES

| | |
|--|----|
| Ilustración 3. 1 Configuraciones de riostras:(a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron (Francisco Javier Crisafulli, 2018)..... | 18 |
| Ilustración 3. 2 Ejemplo de conexiones recomendadas para riostra (a) Conexión totalmente soldada (b) Conexión con soldadura y pernos. (Francisco Javier Crisafulli, 2018) | 21 |
| Ilustración 3. 3 Definición de las zonas protegidas de la riostra y su conexión. (Francisco Javier Crisafulli, 2018). | 24 |
| Ilustración 3. 4 Conexión (a)inadecuada (b) adecuada Ilustración 3. 5 Conexión reforzada con platinas adicionales (Francisco Javier Crisafulli, 2018). | 28 |
| Ilustración 3. 6 Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de las riostras. (Francisco Javier Crisafulli,2018)..... | 29 |
| Ilustración 3. 7 Mecanismo de deformación (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida (Francisco Javier Crisafulli,2018) | 30 |
| Ilustración 3. 8 Mecanismo de deformación de un marco arriostrado con columna de cierre (Francisco Javier Crisafulli,2018)..... | 32 |
| Ilustración 3. 9 Mecanismo de deformación de un marco arriostrado con columnas de cierre suspendido. (Francisco Javier Crisafulli,2018)..... | 33 |
| Ilustración 3. 10 Componente principales y marco arriostrado con dos paneles arriostrado por piso (Francisco Javier Crisafulli, 2018)..... | 34 |

| | |
|--|-----|
| Ilustración 3. 11 (a)Pandeo de las riostras fuera del plano del marco y momentos adicionales inducidos en la columna (b)Modos de pandeo torsional de la columna y flexión del puntal. (Francisco Javier Crisafulli, 2018)..... | 36 |
| Ilustración 3. 12 Marco arriostrado en K y deformado por fuerza de sismo en las dos direcciones (Francisco Javier Crisafulli,2018)..... | 39 |
| Ilustración 3. 13 Sistema dual con marco resistente a momentos y arriostramiento concéntrico (Francisco Javier Crisafulli,2018)..... | 40 |
| Ilustración 5. 1 Marco arriostrado con sus resistencias esperadas en compresión tensión y pospandeo. | 99 |
| Ilustración 5. 2 Diagrama de fuerzas del marco generado con sus resistencias esperadas de compresión, tensión y pospandeo. | 100 |
| Ilustración 5. 3 Diagrama de fuerzas de los marcos generadas con sus resistencias esperadas de compresión, tensión y pospandeo | 101 |
| Ilustración 5. 4 Diagrama de fuerzas de resistencia esperada de compresión y tensión..... | 115 |

APENDICES

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla AP-4. 1 Tabla de cargas mínimas en Kg/m ² tomado del RNC-07, Art. 11, pág. 9..... | 140 |
| Tabla AP-4. 2 Velocidades regionales VR, según la importancia de la construcción y la zonificación eólica en m/s, tomada del RNC-07, Art. 50, pág. 44 | 141 |
| Tabla AP-4. 3 Rugosidad del terreno en función de α y δ tomada del RNC-07, Art.51, pág. 45142 | |
| Tabla AP-4. 4 Factor FTR (Factor de topografía y rugosidad del terreno), tomada del RNC-07 Art. 52, pág. 46 | 142 |
| Tabla AP-4. 5 Coeficientes Cp para construcciones cerradas, tomada del RNC-07, Art. 54, pág. 47..... | 143 |
| Tabla AP-4. 6 Factores de amplificación por tipo de suelo S, tomada del RNC-07, Art.25, pág. 2. | 143 |
| Tabla AP-4. 7 Distorsiones máximas permitidas, tomada del RNC-07, Art. 34, pág. 36. | 144 |
| Tabla AP-4. 8 Valores de altura mínimas recomendadas para $f_y=2530$ kg/cm ² tomado de Elaboracion de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF,SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009 pág. 38..... | 144 |
| Tabla AP-4. 9 Relación entre modulo plástico de columnas y vigas. tomado de Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009 pág. 39..... | 145 |
| Tabla AP-4. 10 Relación de L/h para las losas en sistema de piso. (Elaboracion de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF,SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009) pág. 43..... | 145 |
| Tabla AP-4. 11 Capacidad de carga de losa mixta con lamina losa cero. Tomado del manual del fabricante Ternium..... | 146 |
| Tabla AP-4. 12 Valores de a_o para las principales ciudades de la republica de Nicaragua. (Tomado de RNC-07,2005) | 146 |
| Tabla AP-4. 13 Valores de entrada utilizados para la construcción del espectro de diseño elástico y reducido. (Fuente Propia)..... | 147 |
| Tabla AP-4. 14 Valores del grafico del espectro de diseño elástico y espectro de diseño reducido para el modelado en sap 2000. (Fuente Propia)..... | 148 |

LISTA DE ILUSTRACIONES

| | |
|---|-----|
| Ilustración AP-4. 1 Rugosidad del terreno tomado del RNC-07, Art.51, pág. 43..... | 149 |
| Ilustración AP-4. 2 Formas topográficas locales tomado del RNC-07, Art.52, pág. 46..... | 149 |
| Ilustración AP-4. 3 Zonificación sísmica de Nicaragua. tomado del RNC-07, Art.24, pág. 21. | 150 |
| Ilustración AP-4. 4 Ecuaciones necesarias para el cálculo del espectro de diseño. tomado del RNC-07, Art.27, pág. 25..... | 151 |

ANEXOS

LISTA DE TABLA

| | |
|---|-----|
| Tabla AN-4. 1 Partición modal de la masa en los ejes (Tomado del SAP2000) | 152 |
| Tabla AN-5. 1 Propiedades geométricas de los perfiles de columnas y vigas primarias. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017) | 153 |
| Tabla AN-5. 2 Propiedades geométricas de los perfiles de arriostramiento. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017)..... | 153 |
| Tabla AN-5. 3 Resumen de cálculos de predimensionamiento de riostras del edificio. (Fuente Propia)..... | 154 |
| Tabla AN-5. 4 Resumen de cálculos de predimensionamiento de vigas de marcos. (Fuente Propia)..... | 155 |
| Tabla AN-5. 5 Resumen de cálculo de cargas aplicadas para predimensionamiento de columna. (Fuente Propia)..... | 156 |
| Tabla AN-5. 6 Resumen de cálculos de propuestas de columnas. (Fuente Propia)..... | 157 |
| Tabla AN-5.7 Valores de entrada para diseño de elementos R-2 Marco SCBF (Fuente propia). | 158 |
| Tabla AN-5.8 Resumen de capacidad del elemento R-2 Marco SCBF (Fuente propia). | 158 |
| Tabla AN-5.9 Valores de entrada para diseño de elementos R-3 Marco SCBF. (Fuente propia). | 159 |
| Tabla AN-5.10 Resumen de capacidad del elemento R-3 Marco SCBF (Fuente propia). | 159 |
| Tabla AN-5.11 Valores de entrada para diseño de elementos R-4 Marco SCBF. (Fuente propia). | 160 |
| Tabla AN-5.12 Resumen de capacidad del elemento R-4 Marco SCBF. (Fuente propia). | 160 |
| Tabla AN-5. 13 Valores de entrada para diseño de elemento CM-2 Marco SMF. (Fuente propia). | 161 |
| Tabla AN-5. 14 Resumen de capacidad del elemento CM-2 Marco SMF (Fuente propia). | 161 |
| Tabla AN-5. 15 Valores de entrada para diseño de elemento CM-4 Marco SMF. (Fuente propia). | 162 |
| Tabla AN-5. 16 Resumen de capacidad del elemento CM-4 Marco SMF (Fuente propia). | 162 |
| Tabla AN-5. 17 Valores de entrada para diseño de elemento CM-2 Marco SCBF. (Fuente propia). | 163 |
| Tabla AN-5. 18 Resumen de capacidad del elemento CM-2 Marco SCBF. (Fuente propia)..... | 163 |
| Tabla AN-5. 19 Valores de entrada para diseño de elemento CM-3 Marco SCBF. (Fuente propia). | 164 |
| Tabla AN-5. 20 Resumen de capacidad del elemento CM-3 Marco SCBF. (Fuente propia).... | 164 |
| Tabla AN-5. 21 Valores de entrada para diseño de elemento CM-4 Marco SCBF. (Fuente propia). | 165 |
| Tabla AN-5. 22 Resumen de capacidad del elemento CM-4 Marco SCBF. (Fuente propia).... | 165 |

| | |
|--|-----|
| Tabla AN-5. 23 Valores de entrada para diseño de elementos VM-2 Marco SMF. (Fuente propia)..... | 166 |
| Tabla AN-5. 24 Resumen de capacidad del elemento VM-2 Marco SMF. (Fuente propia). | 166 |
| Tabla AN-5. 25 Valores de entrada para diseño de elementos VM-3 Marco SMF. (Fuente propia)..... | 167 |
| Tabla AN-5. 26 Resumen de capacidad del elemento VM-3 Marco SMF. (Fuente propia). | 167 |
| Tabla AN-5. 27 Valores de entrada para diseño de elementos VM-4 Marco SMF. (Fuente propia)..... | 168 |
| Tabla AN-5. 28 Resumen de capacidad del elemento VM-4 Marco SMF. (Fuente propia). | 168 |
| Tabla AN-5. 29 Valores de entrada para diseño de elementos VM-2 Marco SCBF. (Fuente propia)..... | 169 |
| Tabla AN-5. 30 Resumen de capacidad del elemento VM-2 Marco SCBF. (Fuente propia). .. | 169 |
| Tabla AN-5. 31 Valores de entrada para diseño de elementos VM-3 Marco SCBF. (Fuente propia)..... | 170 |
| Tabla AN-5. 32 Resumen de capacidad del elemento VM-3 Marco SCBF. (Fuente propia). .. | 170 |
| Tabla AN-5. 33 Valores de entrada para diseño de elementos VM-4 Marco SCBF. (Fuente propia)..... | 171 |
| Tabla AN-5. 34 Resumen de capacidad del elemento VM-4 Marco SCBF. (Fuente propia). .. | 171 |

LISTADO DE ILUSTRACIONES

| | |
|---|-----|
| Otro variable importante lo constituye las propiedades mecánicas de los principales materiales de los cuales está conformado el sistema estructural, por lo cual a continuación se describe por medio de una tabla..... | 43 |
| Ilustración AN-4. 2 Marco Especial Arriostrado Céntrico Tipo V invertida. Eje-1, Eje 3 (Fuente Propia)..... | 172 |
| Ilustración AN-4. 3 Marco Especial Arriostrado Céntrico Tipo V. Eje-1, Eje3 (Fuente Propia) | 173 |
| Ilustración AN-4. 4 Marco Especial Arriostrado Céntrico Tipo X. Eje-1, Eje3 (Fuente Propia) | 174 |
| Ilustración AN-4. 5 Marco Ordinario Arriostrado Céntrico Tipo Diagonal. Eje-1 (Fuente Propia). | 175 |
| Ilustración AN-4. 6 Marco Ordinario Arriostrado Céntrico Tipo Diagonal. Eje3 (Fuente Propia) | 176 |
| Ilustración AN-4. 7 Elevación estructural EJE-2 (Fuente propia)..... | 177 |
| Ilustración AN-4. 8 Elevación estructural EJE-A (Fuente propia)..... | 178 |
| Ilustración AN-4. 9 Elevación estructural EJE-B (Fuente propia)..... | 179 |
| Ilustración AN-4. 10 elevación estructural EJE-C (Fuente propia)..... | 180 |
| Ilustración AN-4. 11 Elevación estructural EJE-D (Fuente propia)..... | 181 |
| Ilustración AN-4. 12 Planta estructural Nivel N1,N2,N3 Y N4 (Fuente Propia). | 182 |

Estructura del documento

A continuación, se presenta una corta descripción de cada uno de los capítulos que componen esta investigación, con el fin de proporcionar una idea general de los contenidos tratados a lo largo del presente documento:

- Capítulo I: Introducción contiene los antecedentes, planteamiento del problema, justificación, objetivos, alcances e hipótesis.
- Capítulo II: Diseño metodológico contiene la descripción de las fases realizadas para el desarrollo de la tesis y dar respuestas a las hipótesis.
- Capítulo III: Marco teórico contiene la literatura, ecuaciones necesarias para la realización del análisis y diseño de los elementos estructurales del tipo SCBF.
- Capítulo IV: Análisis estructural contiene la literatura y los cálculos necesarios para el cálculo de las fuerzas sísmica. La modelación de la estructura y obtención de las fuerzas internas.
- Capítulo V: Diseño estructural contiene los cálculos y detalles de los elementos estructurales.
- Capítulo VI: Comparación y efectividad de las configuraciones geométricas de los arriostramientos para el control de los desplazamientos. Se realiza una comparación de los desplazamientos generados con las distintas configuraciones geométricas del arriostramiento y la configuración que genera los menores desplazamientos.

Capítulo I

Introducción

1.1 Antecedente

Con la ocurrencia más sucesivas de los desastres naturales de índole sísmica, el desarrollo de la Ingeniería Civil, más propiamente la Ingeniería Sismorresistente ha dado grandes avances y han puesto a prueba diferentes teorías e hipótesis, obteniendo como resultado las actuales normas, especificaciones, códigos, filosofías de diseños y construcción.

Todo esto con el objetivo principal de salvaguardar vidas humanas durante y después del evento sísmico, así como los subsecuentes al mismo. Dentro de esas filosofías de diseño nacen las metodologías de diseño como: diseño por capacidad (Método LRFD¹ y ASD²) y diseño basado por desempeño. Cada uno con sus particularidades.

Otra área donde se dieron avances fue en la resistencia de los materiales mediante la realización de análisis más profundos y simulación del comportamiento y resistencia de los materiales unitariamente como un componente hasta de una estructura como un todo (un conjunto de componentes adecuadamente vinculados entre sí) llegando a obtener su comportamiento en el

¹ Método de Load and Resistance factor design

² Metodo de Allowable Stress Design

estado elástico³ y plástico⁴ conocido como análisis lineal y no lineal respectivamente.

Estos conocimientos del comportamiento de los materiales y los requerimientos necesarios para las instalaciones de servicios, cerramientos, revestimientos, carpintería, equipamiento etc. todo lo que define el destino o propósito de la edificación, originaron y obligaron la creación de distintos arreglos de los componentes estructurales de tal manera que fuesen más eficientes los espacios. Hoy por hoy estos arreglos son conocidos como tipos de estructuras que han ido evolucionando a lo largo de un siglo de investigaciones y como resultado de la experiencia obtenida por la industria de las construcciones destinadas a la optimización de su uso. Los avances permitieron dar origen a distintos tipos de estructuras sismorresistente, los que presentan no solo variaciones en su comportamiento, sino también en su metodología constructivas, funcionales y económicas, permitiendo al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para cada caso en particular.

En toda estructura sismorresistente es obligatorio el chequeo y control de los desplazamientos⁵ que constituye una variable importante, por su relación con tres aspectos: (i). La estabilidad estructural y el daño (ii) el control de daños en elementos no estructurales y (iii) el confort de los usuarios de la construcción. En el caso de la acción sísmica, el tercer aspecto no se relaciona con el objetivo primario del diseño, que es evitar la pérdida de vidas humanas, pero resulta importante para

³ Estado en la cual el material puede soportar carga o fuerzas sin sufrir deformaciones permanentes

⁴ [El material al ser sometido a fuerzas o cargas sufre deformaciones permanentes](#) y no recupera espontáneamente su forma original al retirar las cargas.

⁵ Es el cambio de posición que experimenta un cuerpo.

asegurarlas en condiciones de servicios. Siendo uno de los tipos de estructuras más adecuada para el control del desplazamiento los Marcos Especiales Arriostrados⁶ Concéntricamente (Como son sus siglas en ingles SCBF).

Los marcos arriostrados comenzaron a usarse en el siglo XIX para puentes y construcciones industriales ya comienzo del siglo XX su aplicación se extendió a edificios. Inicialmente, un de las configuraciones más usadas fueron los arriostramientos con tensores en X (también llamados “contravientos” por función principal que cumplían). En la década de 1960 se desarrollaron e implementaron otros sistemas de arriostramientos y, a partir de las investigaciones realizadas se formularon criterios de diseño sismorresistente más detallados que favorecieron su uso generalizado para edificios de baja y mediana altura particularmente en Estados Unidos después del terremoto de San Fernando del año 1971.

⁶ Colocar piezas de forma oblicua para dar estabilidad y que no se deforme un marco.

1.2 Planteamiento del problema

El objetivo principal de la ingeniería sismorresistente ha sido y será asegurar la protección de la vida humana (esto es evitar el colapso parcial o total de la estructura). Sin embargo, en los últimos años se ha tomado el control de daños en sismo de mediana y severa intensidad como una variable importante. Ya que los daños que producen estos terremotos tienen un costo de reparación que puede ser muy significativo y de gran peso, según el tipo y la cantidad de componentes afectados, las técnicas de reparación requeridas, el tiempo de inhabilitación del mismo.

Estos daños son provocados por los desplazamientos generados, razón de años de estudio para minimizarlo, llegando a soluciones en la cual elementos estructurales específicos son diseñados para fallar como fusibles. Dentro de esa categoría entran los sistemas de marco especiales arriostrados concéntricos con sus distintas configuraciones geométricas de arriostres, sin embargo, no se ha definido cuál de dichas configuraciones resulta la más eficiente en el control del desplazamiento.

Siendo una buena propuesta realizar un caso hipotético donde pueda usarse todas las configuraciones geométricas de arriostres y determinar la más eficiente.

1.3 Objetivo

1.3.1 Objetivo General

Diseñar un edificio sismorresistente con sistema dual (Tipo SCBF y SMF⁷) de acero de 4 niveles destinado para oficina tipificado utilizando arriostres tipo V, V invertida, X, y en diagonal sometida a fuerzas laterales según RNC-07, para determinar la configuración geométrica más eficiente en el control de desplazamientos mediante un análisis comparativo de desplazamientos generados en las distintas configuraciones.

1.3.2 Objetivos Especifico

- Dar a conocer las distintas configuraciones de arriostres usadas en la estructuración sismo resistente de edificios Tipo SCBF.
- Modelar y realizar un análisis estructural de un edificio destinado para oficina de cuatro niveles sistema dual aplicando fuerzas laterales según el RNC-07 para determinar los desplazamientos desarrollados en cada uno de las configuraciones de arriostre.
- Diseñar los elementos estructurales del edificio basado en el las normas y especificación de AISC-2016.

⁷ Special Moment Framed

-
- Diseñar los arriostres del marco estructural utilizando las configuraciones tipo V, V invertido, X y en diagonal basado en las normas y especificación de AISC-2016.
 - Determinar la mejor opción de configuración de arriostres que generan un mejor control de desplazamientos en el marco sismo resistente Tipo SCBF mediante un comparativo de los desplazamientos generados.

1.4 Alcances

- Debido a la amplitud que comprende el diseño del edificio, se ha limitado la parte del diseño a los elementos estructurales principales como vigas, columnas, arriostramientos, conexiones del marco arriostrado para poder conocer los desplazamientos generados en el sistema dependientes de la resistencia, rigidez de los elementos estructurales.
- Para el diseño será realizado siguiendo los artículos descritos por el reglamento nacional de la construcción (RNC-07) para el cálculo de las fuerzas de viento y sismo, y las normas especificadas en el AISC 2016 para el diseño.
- No se realizará el diseño de las fundaciones, ni el análisis suelo- estructura para la determinación del comportamiento de todo el conjunto.
- Se presentarán conclusiones de la configuración más eficiente para el control de desplazamiento en función de derivas permisibles.

1.5 Justificación.

Las estructuras metálicas de nuestro país están en función de normas, referencias, experiencias y documentos de múltiples investigaciones del mundo. No obstante, la decisión final del tipo de estructura a utilizar recae sobre el ingeniero estructural que, en base a experiencias propias y requisitos predispuestos por la arquitectura, funcionalidad de la edificación (particularidad) realiza propuestas que en teoría deben ser la más óptima tanto en el diseño y costo.

Sin embargo, esto no es del todo cierto, ya que un mismo problema puede ser resuelto de muchas maneras, la diferencia radica en el tiempo y el costo de diseño-construcción, el tiempo, porque muchas veces los tiempos de entrega de los mismo son demasiado cortos para conceptualizar y analizar distintas propuestas. El diseño-construcción debido a que con el diseño se puede obtener estructuras verdaderamente eficientes, pero con un alto costo de construcción que obliga al inversionista a retractarse o buscar construcciones con deficiencias casi siempre de índole estructurales, lo que no permite explotar el verdadero potencial de la optimización.

Por lo cual el presente trabajo tiene la intención de incentivar, motivar el desarrollo de estructuras tipificadas que permitan obtener niveles de eficiencia en las distintas variables de control, mediante la comparación de las mismas, de tal manera que la decisión y selección del tipo de estructura sea mucho más rápida y sin vacile.

1.6 Hipótesis

- La configuración geométrica de arriostramiento Tipo X es la más eficiente para el control de desplazamientos.
- La segunda configuración geométrica de arriostramiento más competente para el control de desplazamientos es en base a configuración tipo V invertida o Chevron.
- Los marcos arriostrados con configuración Tipo X distribuyen mejor las fuerzas internas en las vigas y columnas que la configuración Tipo V y V invertida.
- La configuración geométrica de arriostramiento Tipo diagonal es la configuración menos eficiente en el control de desplazamientos.

Capítulo II

Diseño metodológico

2.1 Tipo de investigación

Primero que nada, es necesario definir el tipo de investigación que se está haciendo con el fin de remarcar la metodología a utilizar para lograr alcanzar los objetivos. Debido a las características que presenta el documento se encierra en la definición de una Investigación Documental, la cual la recolección de datos está basada en la revisión de literatura especializada que cuenta con toda la información necesaria en el tema de diseño y comportamiento de las estructuras de acero. Tales como libros, normas vigentes, códigos, artículos técnicos que permitieron establecer las inquietudes hoy expuestas en las hipótesis.

2.2 Tipo de diseño metodológico

En cuanto a metodología utilizada para la adopción del diseño metodológico corresponde al analítico-síntesis de tal manera que por medio del estudio de las partes involucradas en el fenómeno se llegue a concretar las respuestas a las hipótesis planteadas. A continuación, se presenta las fases que se seguirán para la obtención de las conclusiones y comprobación de esta investigación.

El soporte de las variables necesarias para el cálculo de las fuerzas laterales se tomará como documentación de soporte el reglamento Nacional de la Construcción (RNC-7), tales como carga viva, carga muerta, combinaciones de carga, como desarrollar un análisis espectral modal y

estático.

La modelación y simulación del comportamiento de la estructura tipificada se hará por medio del programa de análisis y diseño estructural de la empresa Computer and Structure, Inc (por sus siglas en inglés (CSI) Sap 2000v20 que está basado en el desarrollo de análisis de elemento finito. Obteniéndose los resultados necesarios para el diseño de los elementos estructurales.

El diseño de los elementos estructurales se hará utilizando el método de capacidad, con las normas establecidas en el manual de Diseño Sismorresistente de acero de la AISC⁸, definiciones especificaciones y ecuaciones para un SCBF.

Una vez definido los arriostres se revisarán nuevamente los desplazamientos realizando una comparación de los desplazamientos generados para las distintas configuraciones geométricas de arriostros tipo X, tipo V, tipo V invertida y diagonal y determinar cuál es la configuración con los menores desplazamientos.

⁸ American Institute of Steel Construction

Capítulo III

Marco teórico

3.1 Introducción

Los marcos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura, construcciones industriales, soportes de equipos, etc. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del marco, dado que se forma una estructura reticulada, con triangulaciones.

La denominación de marco arriostrados concéntricamente se debe a que las conexiones de las riostras se diseñan de modo tal de evitar (o reducir al mínimo posible) las excentricidades¹, por lo que los ejes de las barras que llegan al nudo deben cortarse en un punto. Esta es una condición de diseño usual en cualquier estructura reticulada para evitar que se generen esfuerzos, deflexión² y corte en las barras que la componen.

Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez³ lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos. Es por ello que hoy representan una solución muy empleada para todo tipo de construcciones, incluidos los edificios en altura. En general, se consideran como una solución eficiente en edificios de hasta 30 pisos de altura.

¹ es la distancia entre el punto de aplicación de la carga y aquel donde se concentra la fuerza resultante.

² Es el grado en el que un elemento estructural se deforma bajo la aplicación de una fuerza.

³ Capacidad de resistencia de un cuerpo a doblarse o torcerse por la acción de fuerzas exteriores que actúan sobre su superficie.

Desde el punto de vista arquitectónico, los marcos no arriostrados pueden considerarse como menos invasivos, debido a que otorgan mayor libertad al diseñador, ya sea en las fachadas o en marcos interiores puede dificultar la ubicación de aberturas o dificultar las circulaciones. Sin embargo, muchos arquitectos han logrado excelentes diseños mostrando y resaltando las riostras como componentes importantes de la solución estética.

Los arriostramientos concéntricos de acero presentan ventajas significativas, desde el punto de vista estructural y constructivo, para la rehabilitación sísmica de estructuras, por lo cual se han empleado extensivamente para tal fin.

3.2 Comportamientos de sistema de marco arriostrados.

Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. En términos simples el marco arriostrado se comporta como una viga reticulada en voladizo. Las columnas actúan como cordones del reticulado, resistiendo principalmente el momento de vuelco originado por las cargas laterales. Las vigas y riostras funcionan como el “alma” de la viga y resisten las fuerzas de corte horizontal. Si las conexiones son concéntricas y articuladas (no transmiten momento flector⁴), las barras del marco arriostrado soportan exclusivamente esfuerzos axiales. Sin embargo, si las conexiones son rígidas se inducen esfuerzos de flexión que no son despreciables y deben considerarse en el diseño.

⁴ Momento que se produce al flexionar la sección de una viga u otro elemento estructural; equivalente a la suma de los momentos respecto del centro de gravedad de esa sección.

Los ensayos cíclicos mostraron que el sistema puede disipar energía luego del pandeo⁵ global las riostras, siempre y cuando se controlen otros modos de falla frágil como el pandeo local y la fractura de las conexiones. Un diseño adecuado se puede lograr una respuesta dúctil y estable, con buena capacidad de disipar energía. Para alcanzar este objetivo es necesario considerar tres aspectos:

- Configuración de las riostras.
- Diseño de todos los miembros del marco.
- Detalles de conexiones y empalmes.

3.3 Comportamiento estructural de las riostras.

El criterio fundamental de diseño está basado en limitar la ocurrencia del pandeo global en las riostras comprimida con lo cual la estructura no tiene posibilidades de disipar energía en forma significativa.

3.3.1 Respuesta cíclica.

Al aplicar carga axial de compresión, la riostra inicialmente se comporta como un elemento lineal y elástico, experimentando un acortamiento δ . La carga aumenta hasta que se produce el pandeo global al alcanzar el valor P_{cr} . Si la riostra es suficientemente esbelta, el pandeo se produce en el rango elástico de modo que la eventual descarga de la riostra se realizaría siguiendo la rama de carga, sin deformaciones plásticas. Durante el pandeo, la riostra no solo se acorta axialmente, sino que también experimenta una deflexión lateral (cuya variación en función de la carga axial P) y

⁵ Es la **curva o flexión** que se produce en la mitad de una riostra o de un muro debido a la **compresión**

aparecen esfuerzos internos de flexión a medida que aumenta la deformación axial y desplazamiento lateral, se incrementa también el momento flector y se produce una rótula plástica⁶ en zona central de la riostra Si en los extremos de la riostra no están articulados, se pueden formar rótulas plásticas también en los extremos de la riostra.

3.3.2 Factores que afectan la respuesta.

- a) **Esbeltez:** La esbeltez es el parámetro más importante e influye significativamente no sólo en la resistencia a compresión, sino también en la resistencia pos crítica y en la degradación de resistencia por carga cíclica Bruneau et al. (1998) clasifican a las riostras en tres grupos: esbeltas, intermedias y robustas o poco esbeltas.
- **Esbeltas:** son aquellas en que la tensión crítica de pandeo elástico es menor que el 50% de la tensión de fluencia⁷ se puede calcular la tensión críticas mediante la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{2020}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde F_y es la tensión de fluencia en MPa

- **Robustas:** son aquellas cuya respuesta en compresión está controlada por la fluencia y el pandeo local. Comprende riostras con esbelteces menores a 60 para aceros ASTM A-36 y menores a 50 para aceros de Grado 50.

⁶ Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo.

⁷ es la deformación irrecuperable de la probeta, a partir de la cual solo se recuperará la parte de su deformación correspondiente a la deformación elástica, quedando una deformación irreversible.

-
- **Intermedia:** Exhiben un comportamiento comprendido entre las otras dos categorías.

b) **Condiciones de vínculos:** Las condiciones de vínculo afectan la deformada de pandeo y por ende la longitud efectiva, Kl , usada para determinar la resistencia. El factor K de longitud efectiva puede determinarse mediante valores tabulados, para los casos simples, o bien mediante ábacos o procedimientos de análisis estructural, para el caso de marcos u otras estructuras más complejas. Los distintos métodos para determinar K se describen en las especificaciones ANSI/AISC 360-16 o en los libros de textos sobre estructuras de acero, por ejemplo, McCormac (2002).

c) **Forma de la sección:** La eficiencia de la sección de pende directamente por la relación del área transversal cuantificada por el radio de giro. A partir de resultados experimentales obtenidos en un extenso proyecto de investigación Black et al., (1980), proponen el siguiente agrupamiento de secciones para riostras de acero, ordenadas en forma decreciente según su desempeño: tubos de sección circular, tubos de sección rectangular, Sección I, Sección T, sección doble ángulo.

Otro aspecto fundamental es la compacidad de la sección, medida a través de la relación anchura-espesor, debido a que este parámetro se vincula directamente con los problemas de pandeo local.

3.3.3 Riostras tubulares rellenas de hormigón.

Las riostras tubulares representan una alternativa muy eficiente como miembro de compresión por su resistencia y su radio de giro⁸, pero este se ve contrarrestado por su debilidad por la ocurrencia pandeo local que origina pérdida de ductilidad⁹ y degradación de la resistencia. Razón por la cual mediante investigación de experimentales y analíticas como la realizada por Liu y Goel (1988) se llegó a la conclusión que las riostras de menor esbeltez, con relaciones ancho/espesor elevadas donde la resistencia es controlada por el pandeo local es efectivo el relleno de hormigón.

3.4 Configuración geométrica de las riostras.

La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventuales aspectos estéticos. Las cuatro configuraciones más usuales se presentan esquemáticamente en la Ilustración 3.1.

Sin embargo, se suele emplear la configuración mixta de V y V invertida en estructura por ya que permite obtener un mejor equilibrio de fuerzas en los marcos arriostrados.

⁸ describe la forma en la cual el área transversal o una distribución de masa se distribuye alrededor de su eje centroidal.

⁹ es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.

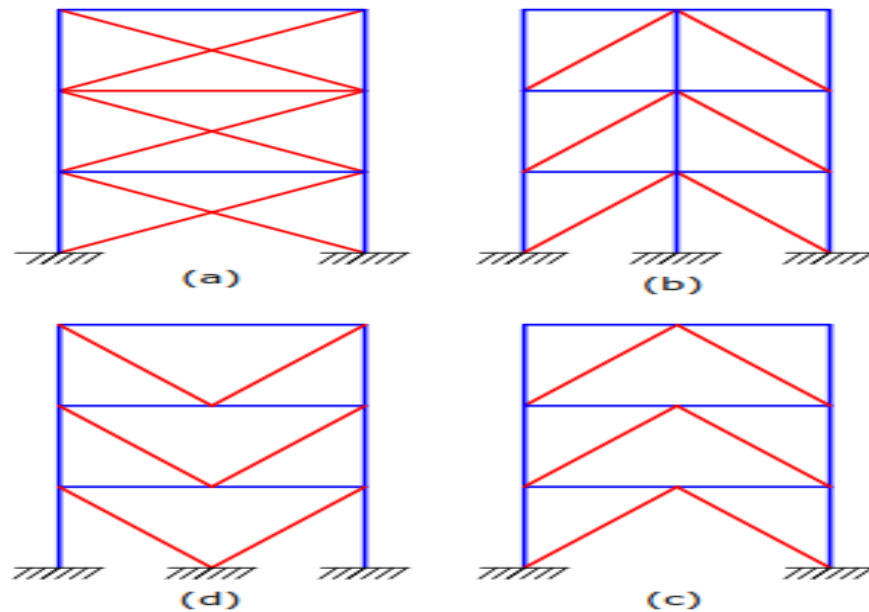


Ilustración 3. 1 Configuraciones de riostras:(a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

3.5 Criterios estructurales.

Una primera consideración para el diseño del sistema de arriostramientos se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor se recomienda que éste comprendido entre 30 y 60°. Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el marco que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia.

Otro aspecto importante para lograr un adecuado desempeño del sistema estructural es lograr que en cada plano resistente las riostras se dispongan de forma tal que la respuesta del sistema sea aproximadamente simétrica (en términos de resistencia y rigidez) cuando la estructura es sometida

a acciones laterales cíclicas. Esto se usualmente se logra disponiendo un número par de riostras en cada plano resistente, con igual sección y ángulo de inclinación. De esta forma, la inversión de sentido de carga produce alternancia de esfuerzo de compresión y tracción en las riostras.

3.6 Diseño de marcos arriostrados.

3.6.1 Mecanismo plástico.

Los marcos arriostrados concéntricamente pueden desarrollar un mecanismo plástico aceptable, ante la acción de un sismo severo, la deformación inducida por el sismo origina el pandeo de las riostras comprimidas y posteriormente la fluencia de las riostras traccionadas. Si se invierte el sentido de la acción sísmica, las riostras que estaban traccionadas se pandean al quedar comprimidas y viceversa. De modo que se puede lograr un comportamiento dúctil, con adecuada disipación de energía, debido a la fluencia en tracción y también por las deformaciones plásticas que localmente induce el pandeo de las riostras.

El mecanismo plástico se desarrolla en forma progresiva, comenzando en el panel que se presenta menor resistencia o mayores solicitaciones, lo cual usualmente ocurre en el nivel inferior de la estructura. Es importante dimensionar las riostras tratando de la resistencia real de las secciones utilizadas sea similar a la demanda sísmica, para lograr fluencia y pandeo de forma más o menos uniforme en toda la altura del marco.

3.6.2 Diseño de conexiones

Las riostras usualmente se vinculan a las vigas y columnas del marco mediante platinas de nudos (gusset plates), usando como medio de unión pernos o cordones de soldadura. La experiencia recogida en terremotos pasados y ensayos de laboratorio indica que muchas de las fallas observadas se producen en las conexiones, de ahí la importancia de que se diseñe y detallen adecuadamente. Para ello, es necesario asegurar que la conexión tenga una resistencia a la tracción, compresión y flexión suficiente para soportar los máximos esfuerzos que le transmite la riostra, cuando esta desarrolla su capacidad resistente. Este objetivo puede lograrse mediante la aplicación de los principios del diseño por capacidad.

Es importante destacar que las especificaciones ANSI/AISC 341-16 indican requerimientos particulares para la conexión viga-columnas y también para conexión de las riostras, con el objetivo de permitir el desarrollo de un mecanismo dúctil en los marcos especiales arriostrados concéntricamente. Como criterio general de diseño, se debe considerar que soldadura y pernos en una conexión no deben resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza. A continuación, se presentan en la Ilustración 3. 2 dos ejemplos de conexiones para riostras que cumplen con las especificaciones de diseño.

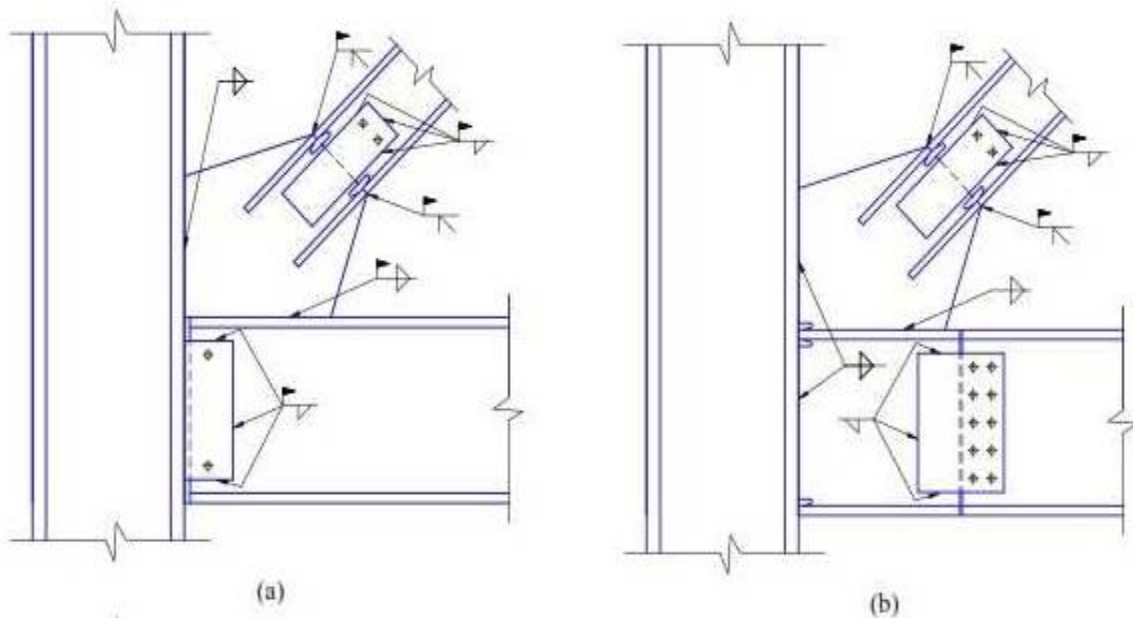


Ilustración 3. 2 Ejemplo de conexiones recomendadas para riostra (a) Conexión totalmente soldada (b) Conexión con soldadura y pernos. (Francisco Javier Crisafulli, 2018)

3.7 Marco especiales arriostrados concéntricos.

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de marcos arriostrados concénricamente: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño para el que diseñarán.

En los marcos diseñados especiales se utiliza un factor de repuesta R mayor (reglamento de ASCE/SEI 07-16 $R=6$), con lo cual se reduce el corte basal de diseño, si bien los requerimientos y detalles son más estrictos que el caso de los marcos ordinarios.

En cambio, los marcos ordinarios arriostrados concéntricos son estructuras de ductilidad limitada, de modo que el diseño se realiza con resistencias requeridas que son mayores que en el caso de los

marcos especiales. En este caso, el factor de modificación de respuesta R es reducido (reglamento de ASCE/SEI 07-16, $R=3.25$). Los miembros deben considerarse como miembros de ductilidad limitada con esbeltez mayor a 200. Se prohíbe el uso de arriostramiento en K y en el caso de arriostramiento en V o V invertida se requiere que la viga sea continua entre columnas.

3.7.1 Objetivo del diseño.

En los marcos especiales arriostrado concéntricamente (SCBF) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, mediante la fluencia y pandeo de las riostras.

3.7.2 Análisis.

En el caso de los marcos especiales arriostrados concéntricamente se requiere considerar los esfuerzos más desfavorables resultantes de los siguientes casos:

- Análisis en el que se supone que las riostras desarrollan la resistencia esperada a compresión y tracción.
- Análisis en el que las riostras traccionadas desarrollan su resistencia esperada, mientras que las comprimidas desarrollan su resistencia de pos-pandeo.
- Para marcos arriostrados multipanel, análisis en los que se representa la fluencia y pandeo progresivo de las riostras, desde las más débiles hasta las más resistentes. Estos análisis deben considerar ambas direcciones de carga.

La resistencia requerida de las columnas del marco arriostrado no necesita exceder el menor de los siguientes valores:

-
- Las fuerzas resultantes de considerar la resistencia de las fundaciones al levantamiento, por efecto del momento de vuelco.
 - Las solicitaciones obtenidas de un análisis dinámico no lineal, incluyendo los efectos de no linealidad del material y geométricos, según lo indicado por el reglamento ASCE/SEI 7-16, Capítulo 16.

3.7.3 Riostras.

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

$$\frac{kl}{r} \leq 200 \quad \text{Ecuación 3. 2}$$

Además, se requiere que el área efectiva de la riostra no sea menor que el área bruta de la misma. Esta condición implica la colocación de refuerzos especiales en las zonas de conexión donde se reduce la sección, por ejemplo, en riostras con conexiones apernadas o riostras tubulares soldadas, que se insertan a las platinas de nudo mediante ranuras realizadas en los extremos.

Para el caso de secciones armadas, se requiere controlar el espaciamiento de los conectores, de modo que la esbeltez de los componentes individuales, a/r , sea menor o igual que el 40% de la esbeltez global de la sección armada.

La parte central de las riostras, donde se puede producir una rótula plástica como consecuencia del pandeo flexional y los extremos de las riostras (incluyendo las conexiones y una longitud igual a la anchura de la riostra, d) se consideran zonas protegidas ver ilustración 3.3.

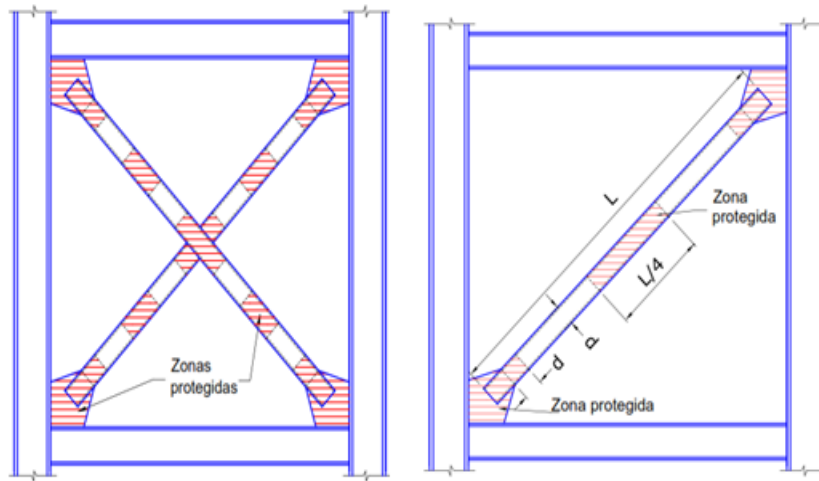


Ilustración 3. 3 Definición de las zonas protegidas de la riostra y su conexión. (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

3.7.4 Configuración de las riostras.

Se exige en casa plano que, ante fuerzas laterales actuado en ambas direcciones, las riostras traccionadas resistente entre 30% y 70% de la fuerza sísmica actuante en dicho plano. Esta condición puede obviarse cuando la resistencia a compresión de las riostras es mayor que las resistencias requeridas obtenidas a partir de las combinaciones de carga con los estados de carga sísmica amplificada (lo que implica una respuesta esencialmente elástica del marco arriostrado).

3.7.5 Relación anchura-espesor.

Las columnas, vigas y riostras de los marcos especiales arriostrando concéntricos deben satisfacer los requerimientos de ductilidad elevada. De este modo que las secciones de esos miembros deben tener relación anchura-espesor que no superen el valor límite.

3.7.6 Conexión viga-columna.

Las conexiones viga-columna en los marcos arriostrados usualmente incluyen una platina de nudo para permitir la conexión de la riostra. En estos casos, el reglamento ANSI/AISC 341-16 requiere que la conexión viga-columna cumpla con una de las siguientes alternativas:

- a) La conexión se diseña como una conexión simple capaz de permitir una rotación¹⁰ de 0.025rad.
- b) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al menor de los dos valores siguientes:
 - Resistencia flexional esperada de la riostra por 1.1, esto es $1.1 R_y M_p$
 - Suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna multiplicada por 1.1, esto es $1.1 \Sigma(R_y F_y Z)$Las conexiones, en este caso, deben cumplir con los mismos requerimientos de conexiones viga-columna en marcos no arriostrados ordinarios.

3.7.7 Conexión de las riostras.

Las conexiones deben cumplir los siguientes requerimientos:

- a) **Resistencia requerida a tracción:** La resistencia requerida a tracción de las conexiones debe adoptarse como el menor de los valores siguientes: La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la que se determina como $R_y F_y A_g$.
 - La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determina mediante análisis estructural.

¹⁰ Desplazamiento circular de un objeto alrededor de su eje.

-
- b) **Resistencia requerida a compresión:** La conexión debe diseñarse considerando que la resistencia requerida a compresión es al menos igual a la resistencia esperada a compresión de la riostra.
- c) **Efectos originados por el pandeo de la riostra:** De modo que la conexión debe tener suficiente resistencia flexional o bien adecuada capacidad de deformación para acomodar la rotación del extremo de la riostra. Es por ello que el reglamento requiere que se cumpla uno de los siguientes requerimientos:
- **Resistencia flexional requerida:** la resistencia flexión de la conexión debe ser al menos igual a la resistencia flexional esperada de la riostra por 1,1, esto es $1.1R_yM_p$ (M_p se determina respecto del eje crítico de pandeo).
 - **Capacidad de rotación:** la conexión debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la riostra correspondiente al nivel de distorsión¹¹ de piso de diseño. Se permite considerar la rotación inelástica de la conexión.

Es importante aclarar que estas condiciones de resistencia deben verificarse considerando la posibilidad de pandeo en el plano de la placa de nudo y también el pandeo fuera de dicho plano. En el primer caso, la placa y los elementos de conexión se diseñan para cumplir la condición de

¹¹ Deformación angular del piso debido a las fuerzas laterales que actúan sobre ella.

resistencia flexional requerida. En el caso del pandeo fuera del plano de la riostra, es muy difícil. En general, cumplir con la condición de que conexión sea más resistente flexionalmente que la riostra. En este caso resulta conveniente detallar la conexión de modo de acomodar las rotaciones inelásticas de la riostra. Este detalle ha sido verificado.

Experimentalmente y se demostró que la anchura de la franja de fluencia $2t$ (donde t es el espesor de la platina de nudo) es suficientemente pequeño como para evitar el pandeo de la platina. El valor $2t$ es una distancia mínima por lo que es recomendable especificar un valor un poco mayor ($2t + 25\text{mm}$) en los planos de construcción para considerar las tolerancias de montaje. Las soldaduras que vinculan la placa de conexión directamente con el ala de la viga o columna deben tener resistencia nominal a corte igual a $0.6 R_y F_y L_j$, donde t es el espesor de la platina y L_j es longitud de la junta soldada.

Otro elemento muy importante lo constituye la forma de unión de los extremos realizado por ranuras y luego soldar una plancha de acero insertada en los cortes, lo que contrasta con lo definido en el reglamento que dice que se requiere que la sección neta efectiva sea al menos igual que la sección bruta de la riostra. Es por ello que se ha propuesto y ensayado diversas alternativas para la conexión de riostras de sección tubular. Entre ellos consiste en realizar una caladura en la platina de conexión, la que se suelda a la riostra sin reducir la sección de la misma.

Otra solución consiste en usar platinas o planchuelas de refuerzo con el fin de aumentar la sección en las zonas de la conexión. En la Ilustración 3. 4 se muestran detalles con los criterios anteriormente mencionados.

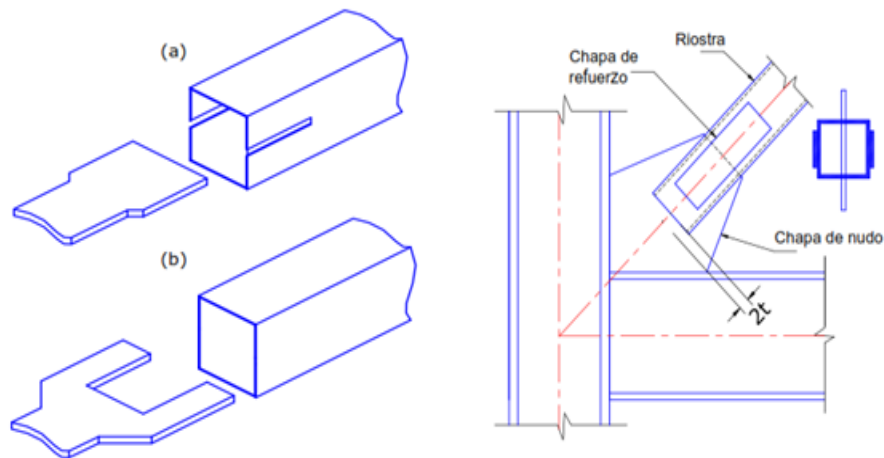


Ilustración 3. 4 Conexión (a) inadecuada (b) adecuada Ilustración 3. 5 Conexión reforzada con platinas adicionales (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

3.7.8 Requerimientos especiales para arriostramiento en V y V invertida.

Las configuraciones de riostras dispuestas en V o V invertida (este último también conocido tipo chevron) son muy usadas en edificios y estructuras industriales, si bien presenta algunas particularidades que deben considerarse en el diseño. El vértice del arriostramiento no coincide con un nudo viga- columna del marco, sino que se conecta en la zona central de las vigas. Mientras la estructura responde en el rango elástico, las fuerzas axiales en las riostras son iguales en valor absoluto. Sin embargo, cuando la riostra comprimida pandea su capacidad resistente disminuye (hasta cierto valor P_c), mientras que la fuerza axial en la riostra traccionadas aumenta (hasta alcanzar un valor P_t). Se origina así una fuerza vertical en la viga, P_{um} como resultado del desbalance entre los esfuerzos axiales resistidos por las riostras como se presenta en la Ilustración 3. 6.

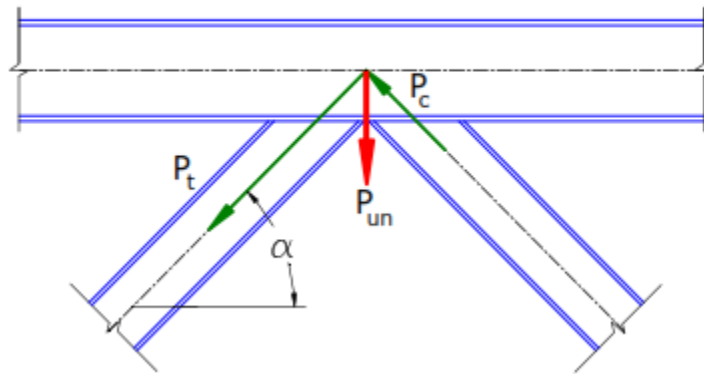


Ilustración 3. 6 Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de las riostras. (Francisco Javier Crisafulli, 2018)

De donde parte esta ecuación a continuación:

$$P_{um} = (P_t - P_c) * \sin \alpha \quad \text{Ecuación 3. 3}$$

Donde α representa el ángulo de inclinación de ambas riostras respecto de la horizontal.

De lo expuesto se deduce que la respuesta en rango inelástico depende no solo de la relación entre la resistencia a compresión y tracción de las riostras y de la resistencia pospandeo de la riostra comprimida, sino también de la resistencia flexional de la viga. Es por ello que se consideran usualmente dos casos: Marcos con viga fuerte y débil, de acuerdo a la resistencia relativa entre la viga y las riostras.

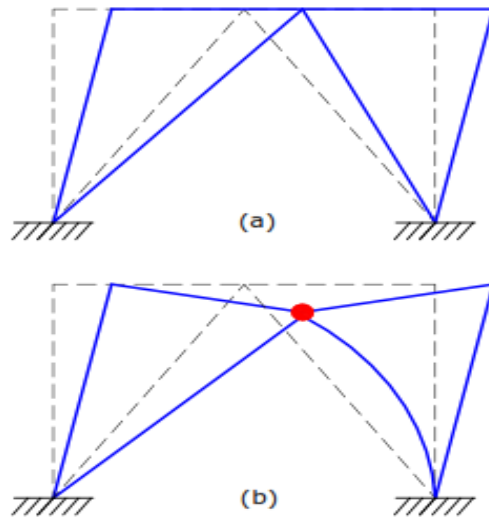


Ilustración 3. 7 Mecanismo de deformación (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida (Francisco Javier Crisafulli,2018)

En el primer caso, la viga puede resistir sin plastificarse los esfuerzos resultantes de la acción sísmica y de las cargas gravitatorias, mientras que en el caso de vigas débiles se puede formar una rotula plástica en la viga, luego de que la riostra comprimida pandea como se ilustra en la Ilustración 3. 7.

Cuando la dirección de la acción sísmica se invierte, la riostra que ha pandeado previamente no se puede enderezar completamente debido a la flexión vertical de la viga. Si la riostra opuesta, anteriormente traccionadas, pero ahora comprimida, también pandea, la resistencia lateral disminuye significativamente. Dicho pandeo de las riostrar origina momentos flectores de importancia, que deben considerarse en el diseño, no solo en la viga, sino también en las columnas.

Se puede concluir que la respuesta inelástica de marcos con riostras con V y V invertida puede ser inadecuada, sino se diseñan vigas con el concepto de viga fuerte. Es por ello que las especificaciones ANSI/AISC 341-16 indican requerimientos especiales para estas vigas en particular para el caso de ser marcos especiales arriostrados concéntricamente. Alternativamente, para evitar los efectos negativos de la carga P_{um} en el centro de las vigas se puede modificar la configuración de las riostras. Por ejemplo, se puede alternar la ubicación de las riostras para formar una X que comprenda de dos pisos consecutivos.

3.7.8.1 Marco arriostrado en V y V invertida con columna zipper.

Otra forma es la incorporación de una columna intermedia o columna de cierre (en inglés Zipper). De esta forma se busca vincular los puntos de intersección de las riostras y vigas con un elemento vertical. Cuando se produce el pandeo de la primera riostra, normalmente en el piso inferior la columna zipper transfiere carga hacia arriba y las riostras comprimidas de los pisos superiores pandean en forma simultánea logrando así una mejor distribución del pandeo en toda la altura. Sin embargo, ante un incremento en acción sísmica es probable la formación de rotulas plástica en las vigas y que eventualmente fluya la riostra inferior traccionada resultando así un mecanismo de colapso completo e inestable. (Véase en la Ilustración 3. 8).

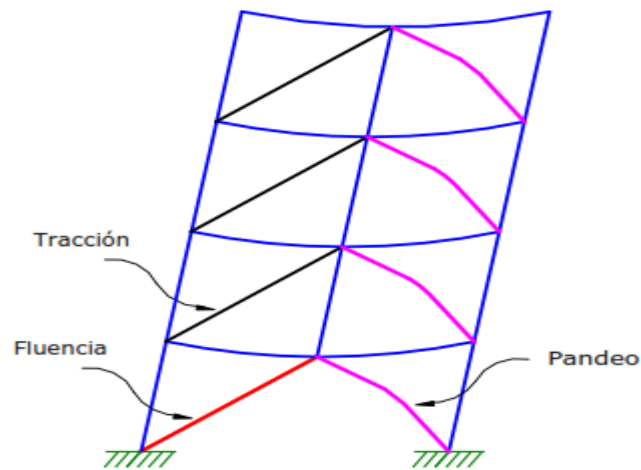


Ilustración 3. 8 Mecanismo de deformación de un marco arriostrado con columna de cierre (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

León y Yang (2003) introdujeron posteriormente una modificación de diseño, consistente en aplicar conceptos de diseño por capacidad para asegurar que las riostras y vigas superiores se mantienen en el rango elástico de modo de formar una viga reticulada en el nivel más alto de la estructura que es la que la resiste la totalidad de las fuerzas desbalanceadas y que permitan que las riostras fluyan. Este tipo de estructura recibe el nombre de Marco arriostrado con columna de cierre suspendido. (Véase en la Ilustración 3. 9).

Las especificaciones indican que las vigas deben ser continuas entre las columnas y que la misma deben arriostrarse lateralmente de acuerdo a los requisitos para miembros de ductilidad moderada (para controlar los efectos adversos que podría originar el pandeo lateral-torsional¹² de la viga u

¹² pandeo de un elemento a flexión que involucra deflexión normal al plano de flexión y, de manera simultánea, giro alrededor del centro de corte.

otros efectos torsionales inducidos por el pandeo de las riostras).

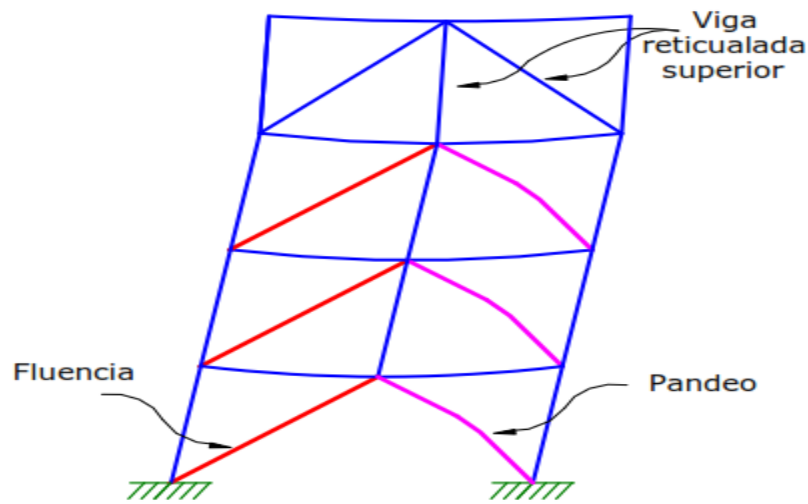


Ilustración 3. 9 Mecanismo de deformación de un marco arriostrado con columnas de cierre suspendido. (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

3.7.9 Arriostramientos multipanel.

Esta configuración es muy empleada en construcciones industriales de un piso y alturas elevadas. También emplean en construcciones de varios pisos como estadios, grandes locales comerciales, salas de conciertos, teatros. La columna usualmente se construye con perfiles de sección I, orientados de manera que el pandeo fuera del plano del marco coincida con el eje mayor de inercia de la sección.

Los marcos arriostrados multipanel (en inglés multiered braced frame, MTBF) son marcos que presentan dos o más paneles arriostrados entre niveles con diafragmas o planos con soporte lateral en la dirección perpendicular al plano del marco. Los componentes de este marco son columnas, vigas, riostras y un elemento conocido como puntales (strut en inglés), véase en la Ilustración 3. 10. Los cuales son barras horizontales que vinculan las columnas en los niveles de arriostramiento intermedios (entre los diafragmas) y cumplen la función de resistir y distribuir las fuerzas de desbalance horizontal que aparece cuando las riostras de comportan en el rango inelástico. No obstante, ello la fluencia no uniforme de las riostras introduce momentos flectores en las columnas que deben considerarse en el análisis. Por esta razón se ha incorporado nuevos requerimientos en el reglamento ANSI/AISC 341-16.

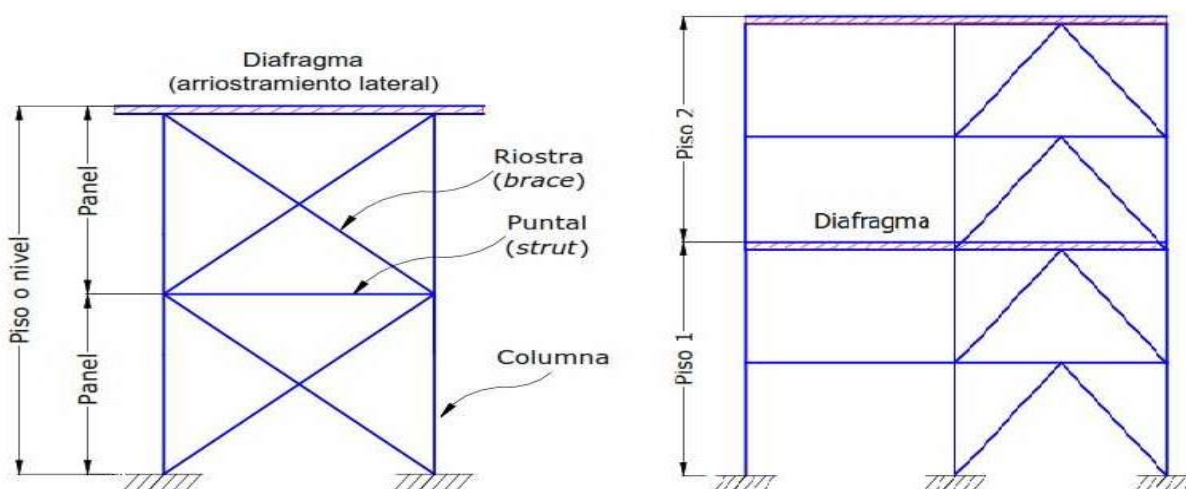


Ilustración 3. 10 Componente principales y marco arriostrado con dos paneles arriostrado por piso (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

Según sean las características de las riostras y su conexión pueden considerarse dos casos:

- **La riostra padea fuera del plano del marco:** en este caso se induce en las columnas un

momento torsor que es igual a la resistencia flexional esperada de la riostra. Este momento torsor (ubicado en un plano que contiene al eje longitudinal de la riostra) puede descomponerse en un momento flector fuera del plano de la columna (componente vertical) y un momento torsor en la columna (componente horizontal). El primero lo debe resistir directamente la columna, mientras que el segundo es resistido por flexión en el puntal. (Véase en la Ilustración 3.11-a)

Para asegurar este mecanismo de resistencia, la columna debe estar torsionalmente restringida mediante una conexión adecuada, que permita la transferencia del momento torsor.

- **La riostra pandea en el plano del marco:** el momento flector en los extremos de las riostras (resistencia flexional esperada) actúa en un plano vertical coincidente con el plano del marco. (Véase en la Ilustración 3.11 -b).

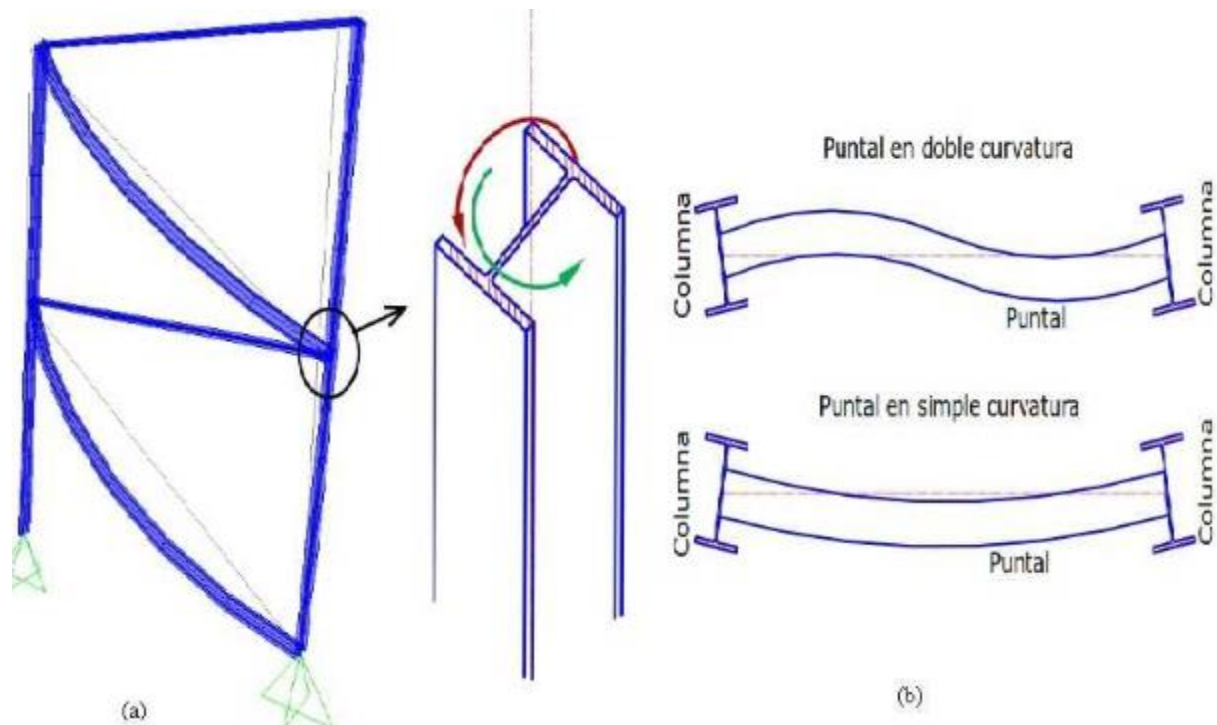


Ilustración 3. 11 (a)Pandeo de las riostras fuera del plano del marco y momentos adicionales inducidos en la columna (b)Modos de pandeo torsional de la columna y flexión del puntal. (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

Los marcos especiales arriostrados concéntricamente pueden configurarse con arriostramientos multipanel si se cumplen los siguientes requisitos

- Las riostras se deben disponer en pares opuesto en cada uno de los paneles del marco.
- Se deben colocar puntales horizontales en cada panel.
- Las columnas deben estar torsionalmente arriostradas en cada una de las conexiones riostra-columna. Este requerimiento se puede cumplir conectando el puntal de modo de restringir el movimiento torsional de la columna. El puntal debe disponer de adecuada

rigidez y resistencia flexional para desarrollar esta función.

- Las columnas deben presentar una adecuada resistencia flexional para resistir los esfuerzos inducidos cuando la riostra pandea. Para ello, la resistencia requerida debe considerarse como $1.1 R_y M_p$ de la riostra. Este momento no necesita ser mayor que la resistencia flexional de la conexión.
- Para todas las combinaciones de carga reglamentarias, las columnas sometidas a carga axial deben resistir los momentos flectores resultantes de los efectos de segundo orden y de las imperfecciones geométricas. El efecto de las imperfecciones geométricas puede representarse mediante cargas ficticias fuera del plano del marco, aplicadas en las columnas en correspondencia con cada uno de los paneles. Como mínimo, estas fuerzas se determinan como 0.006 de la carga vertical actuante en la columna.

3.7.10 Marco arriostrados en X.

Posee dos arriostramientos, ambos dispuestos desde una esquina del marco hasta la esquina opuesta (base de una columna hasta unión viga-columna opuesta). Estos elementos se juntan en la mitad de su longitud, conectándose de tal forma que trabajen en conjunto.

El pandeo ocurrido en arriostramientos de SCBF en X merece especial atención dada la colaboración que hay entre ambas diagonales durante su comportamiento. En estos casos, la evaluación de la esbeltez efectiva debe hacerse tanto para el pandeo dentro del plano como fuera del plano. Este último debe ser evitado prioritariamente dado que puede causar serios daños en

elementos no estructurales adyacentes, como rellenos y revestimientos. El pandeo dentro del plano es importante para enfatizar el cambio en las condiciones de borde de los arriostramientos durante el sismo. Al comienzo ambos arriostramientos están sometidos a la misma carga axial, por lo que el pandeo de la diagonal comprimida está restringido por el efecto de segundo orden provocado por la diagonal traccionada. Una vez que la carga se alterna tras la fluencia del arriostramiento en tracción y el pandeo del arriostramiento en compresión durante el primer ciclo de carga, la restricción rotacional en el punto de intersección de las diagonales es más flexible comparado con el primer ciclo, esto debido a que el arriostramiento complementario aún está deformado plásticamente a causa del pandeo. Por esta razón no se puede soportar ninguna carga axial hasta que la diagonal se enderece, lo que aporta al efecto de segundo orden que restringe el pandeo de la otra diagonal.

3.7.11 Marco arriostrados en diagonal.

El arriostramiento puede proporcionarse con una sola diagonal en cada uno de los pisos del marco, de tal manera que posean la rigidez necesaria para comportarse adecuadamente al presentarse un sismo. La generación de fuerzas internas ya sea tensión o compresión ocurre en un tiempo muy corto y se van alternando en la riostra, razón por la cual la lógica de diseño establece que el elemento estructural debe ser diseñado tanto para tensión y como para compresión según los requerimientos y especificaciones actuales, dando como consecuencia un elemento estructural bastante pesado en relación a la carga real que debe soportar, ya que tiene que cumplir ambas funciones resultando un diseño poco económico. Siendo esta una de las causas para las cuales se usan diagonales dobles (configuración geométrica X).

No obstante, a pesar de su alto costo la configuración de diagonal se utiliza en proyectos donde es necesario tratar de mantener los espacios lo más libre posible y mantenerse lo más estético.

3.7.12 Arriostramiento en K.

La configuración de riostras en K, presentan problemas similares a las de V y V invertida con la salvedad que el desarrollo de desbalance de fuerza internas (momentos flectores) se da en la zona central de las columnas donde se conectan las riostras, generando rotulas plásticas. Esta situación puede provocar la falla de la columna con graves consecuencias para toda la estructura. Es por ello, que este tipo de configuración de no es recomendable y su uso no está permitido por las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-16. Véase en la Ilustración 3. 12 la configuración de la misma.

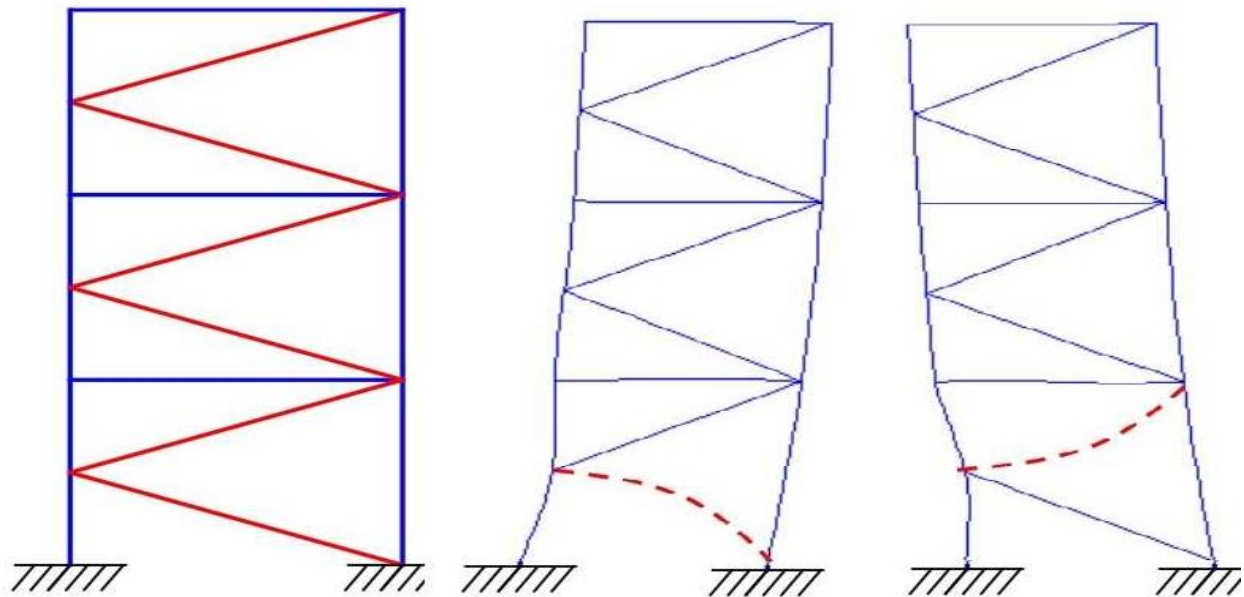


Ilustración 3. 12 Marco arriostrado en K y deformado por fuerza de sismo en las dos direcciones (Francisco Javier Crisafulli,2018).

3.7.13 Sistemas duales.

Los marcos especiales arriostrados concéntricos pueden usarse en combinación con marcos a momentos, formando un sistema dual. De esta forma se aprovechan las ventajas de ambos tipos estructurales y el sistema resultante se caracteriza por una adecuada rigidez lateral y capacidad de disipar energía. El factor de modificación de respuesta se adopta como $R=8$, si el sistema dual incluye marco especial resistente a momento, y $R=6$ si son marcos intermedios resistente a momento. En ambos casos se requiere que los marcos resistentes a momento resistan al menos el 25% del cortante basal.

Los sistemas duales pueden generarse mediante la combinación de dos tipos estructurales distintos en un mismo plano resistente (Como se aprecia en la Ilustración 3.13) o bien cuando se combinan planos resistentes de distintos tipos de estructura espacial.

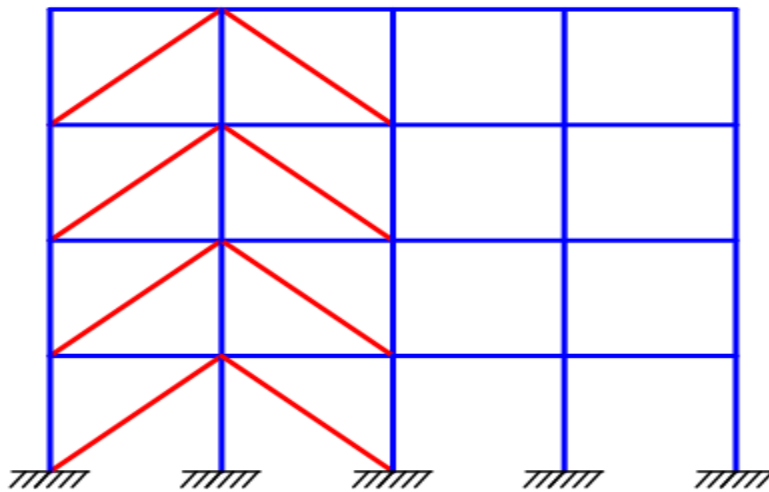


Ilustración 3.13 Sistema dual con marco resistente a momentos y arriostramiento concéntrico (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

Los requisitos para que un sistema se tenga que clasificar como dual son los siguientes:

1. El marco espacial resistente a momento debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
2. Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o marcos arriostrados, en el marco resistente a momento, el cual debe ser un marco especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un marco con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, un marco con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El marco resistente a momento, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25% del cortante sísmico en la base.
3. Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción de sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o de los marcos con arriostro puede ser menor al 75% del cortante sísmico en la base.

Capítulo IV

Análisis estructural

4.1 Introducción.

La configuración y tipo estructural adoptado representa una de las posibles soluciones a la edificación, sin embargo, pueden existir otras soluciones más óptimas en función a la circunstancia social, económica y para la funcionalidad del mismo.

Este edificio representa un caso hipotético por lo cual muchos de los datos necesarios serán supuestos a fin de tener los requerimientos necesarios para el diseño.

4.2 Caracterización y tipología estructural.

El edificio a diseñar se ubicará en la zona urbana de Managua, consta de cuatro niveles sobre el emplazamiento antes descrito. Estará destinado a funcionar como oficina. La altura total del edificio es de 12 m; con una superficie total de entrepiso a construir de aproximadamente 792 m². Las dimensiones típicas en planta corresponden al orden de 16.5 m en la dirección larga y de 12 m en la dirección corta, con una altura de entrepiso típica de 3 m para todos los niveles.

La estructura del sistema sismorresistente está formada por marcos especiales resistente a momentos (ejes estructurales A y D) y marco especial arriostrados concéntricamente (ejes estructurales 1 y 3). En cuanto al resto son consecuentemente considerados marcos ordinarios (ejes estructurales B, C y 2).

El sistema está conformado por vigas, columnas y arriostramiento de acero ASTM grado 50 con secciones tipo W según el AISC-LRFD, con un sistema de losa de concreto reforzada sobre lamina de acero troquelada perfil 63, con un espesor de 11cm en todos los entrepisos y techo. En general el edificio es regular en planta y en elevación. A continuación, se presenta una breve descripción de la composición de la estructura:

Tabla 4. 1 Composición de la estructura (Fuente Propia).

| ITEM | DESCRIPCION |
|----------------------|--|
| Sistema estructural | Sistema Dual SMF ¹ y SCBF ² |
| Paredes exteriores | Vidrio templado con sistema de araña |
| Paredes interiores | Lamina gypsum con perfil de aluminio |
| Sistema de techo | Losa de concreto (concreto+lamina colaborante perfil 63) |
| Cielo falso | Lamina gypsum con perfil de aluminio |
| Sistema de entrepiso | Losa de concreto (concreto+lamina colaborante perfil 63) |
| Tipo de cimentación | N/A |

Nota: N/A No aplica no será diseñada por lo cual no es descrita.

|

En anexo se presentan en la Ilustración AN-4.2, AN-4.3, AN-4.4, AN-4.5, AN-4.6, AN-4.7, AN-4.8, AN-4.9, AN-4.10, AN-4.11, AN-4.12.

Otro variable importante lo constituye las propiedades mecánicas de los principales materiales de los cuales está conformado el sistema estructural, por lo cual a continuación se describe por medio de una tabla.

¹ Special Moment Framed

² Special Concentrically Braced Framed

Tabla 4. 2 Propiedades de los materiales (Fuente Propia).

| PROPIEDADES | VALOR |
|---|--|
| ACERO ESTRUCTURAL (ASTM -992 G50) | |
| Esfuerzo de fluencia | 3515.34 kg/cm ² |
| Módulo de elasticidad | 2,038,901.9 kg/cm ² |
| Esfuerzo de ruptura | 4569.95 kg/cm ² |
| Peso Volumétrico | 7,850 kg/cm ² |
| CONCRETO | |
| Esfuerzo de compresión | 280 kg/cm ² |
| Módulo de elasticidad | 252,671.32 kg/cm ² |
| Peso volumétrico | 2400 kg/cm ² |
| MORTERO | |
| Esfuerzo de compresión | 120 kg/m ² |
| Peso volumétrico | 2400 kg/cm ² |
| SOLDADURA ASTM A-233 E-70XX | |
| Esfuerzo admisible al cortante | 2219.5 kg/cm ² (31.50 ksi). |
| Capacidad de 100 Kg/cm para 1/16" de tamaño | Capacidad de 547 kg/cm para 1/16" de tamaño. |

4.3 Determinación de las cargas de diseño.

Las cargas de diseño a la que estará sometido la estructura se definirán y determinara según el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) para Nicaragua.

Para la realización de un buen análisis estructural una vez conceptualizado el tipo de estructura a emplear, así como los materiales con sus propiedades ingenieriles, la visión de las acciones y fuerzas tanto externas como internas a la cual será sometido, el comportamiento del mismo, es necesario determinar las cargas que afectaran la estructura lo cual se encuentra definido por dos criterios: El destino del edificio y los componentes arquitectónicos y estructurales que lo conforman.

La estructura debe diseñarse de manera que resista todas las cargas o acciones permanentes, variables o accidentales aplicables tales como carga muerta, carga viva y carga accidental (como sismo, viento y cenizas).

4.3.1 Acciones permanentes: Cargas muertas.

“Se conoce como carga muerta a todo lo que actúa en forma continua en la estructura. Ejemplos de estas cargas son el peso propio de la estructura u elementos no estructurales fijos...”³ (Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), 2007). Basado en esa definición a continuación se presenta la Tabla 4. 3

Tabla 4. 3 Pesos de los elementos considerados carga muertas para entrepiso. (Fuente Propia).

| ITEM | PESO (kg/m²) |
|--------------------------|------------------------------------|
| ENTREPISO | |
| Losa de entrepiso | Calculado por Sap |
| Piso+mortero | 60 |
| Lámparas y accesorios | 20 |
| Sistema de climatización | 10 |
| Cielo falso | 8 |
| Instalaciones sanitarias | 15 |
| Particiones internas | 20 (a) |
| Lamina troquelada | 15 |
| TOTALES | 148 kg/m² |

Nota: (a) Valor tomado de (Gutiérrez & Cimadevila, 2004), Cuadro 2

³ Tomado del reglamento de la Construcción RNC-07, Art.7, pág. 4

Para el techo igualmente se presenta un cuadro de las cargas asumidas en la Tabla 4. 4 los valores asumidos.

Tabla 4. 4 Pesos de los elementos considerados carga muertas para techo (Fuente Propia).

| ITEM | PESO (kg/m²) |
|--------------------------|------------------------------------|
| TECHO | |
| Losa de concreto | Calculado por Sap |
| Impermeabilizante | 30 |
| Lámparas y accesorios | 20 |
| Sistema de climatización | 10 |
| Cielo falso | 8 |
| Instalaciones sanitarias | 15 |
| Lamina troquelada | 15 |
| TOTALES | 98 kg/m² |

Se aplica además a las vigas perimetrales del entrepiso una carga supuesta de 75 kg/m² en concepto del peso del muro cortina del edificio en todo su contorno. Teniendo como ancho tributario para el primer, segundo y tercer piso un alto de 3 m y para el último piso (techo) un ancho tributario de 1.5 m.

Se considerará en el techo dos cargas de 2.5 ton en el techo correspondiente a un sistema de aire acondicionado central en un área equivalente de 2.75mx3mts.

4.3.2 Acciones variables: Carga vivas.

Son aquellas cargas producidas por su uso y la ocupación del edificio. Para el análisis de las cargas vivas se deberá calcular de techo (losa de techo) y las cargas de entrepiso teniendo en cuenta los

criterios del Art. 10 y Art. 12 del RCN-07. A continuación, se detallan los valores de cargas vivas tomados del RCN-07:

Tabla 4. 5 Cargas vivas asumidas para el diseño (Fuente Propia).

| DESTINO | MAXIMA (CV) (kg/m²) | INCIDENTAL (CVR) (kg/m²) |
|--|---|--|
| Oficina: Despacho | 250 | 100 |
| Pasillo | 500 | 250 |
| Losa de techo con pendiente no mayor de 5% | 100 | 40 |

4.3.3 Acciones accidentales: Cargas sísmicas y vientos.

Las acciones accidentales que solamente se presentan en la estructura por periodos cortos, en toda la vida útil de la estructura, estas se calculan para analizar el comportamiento del edificio. Para el análisis de carga sísmica y viento se determinarán conforme a lo establecido en el RNC-07.

4.3.3.1 Acción del viento

El análisis del viento se realizará de acuerdo al título IV del RNC-07 Análisis por carga de viento⁴. La estructura por su configuración y comportamiento se clasifica como estructura Tipo 1⁵ por lo cual se puede emplear el método estático. Debido a su altura el análisis tendría una distribución de presión de viento constante hasta una altura de 10 m y una presión variable que llega hasta la altura de 12 m.

⁴ Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), Título IV, Cap. II, Método estático de análisis, pág. 43-53

⁵ Reglamento Nacional de la Construcción (RNC.07), Art. 45, pág. 41 “Poco sensible a ráfagas y a efectos dinámico del viento...”

a) **Cálculo de la velocidad de diseño.**

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R \quad \text{Ecuación 4. 1}$$

Dónde: V_D =Velocidad de diseño

F_{TR} =Factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante.

V_R =Velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

A continuación, se determinarán cada uno de las variables necesarias para el cálculo de la velocidad de diseño.

- **Velocidad regional:** El proyecto se encuentra en la zona eólica 1 (Managua), por lo tanto, le corresponde a una velocidad regional de $V_R=30$ m/s. Véase en la Tabla AP-4.2.
- **Factor de variación por la altura:** Esta variable es en función de la altura del edificio, al ser la altura máxima del edificio 12.20 m su valor está definido por la Ecuación 4. 2

$$F_{\alpha} = \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \quad \text{Ecuación 4. 2}$$

Dónde: z = altura de la edificación medida desde el suelo.

α =exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Seleccionándose en base a la topografía existente en la zona de emplazamiento corresponde a un tipo de terreno R3, ver Ilustración AP-4.1 y Tabla AP-4.3 en Apéndices obtenemos que $\alpha=0.156$

y $F\alpha=1.03$ para una altura de $10\text{ m} < z < 12\text{ m}$ y para una altura menor o igual a 10 m con un $F\alpha=1.00$.

- **Factor correctivo por topografía y rugosidad:** Esta variable se supone como R3, y con topografía tipo T3, por lo tanto, el factor y rugosidad del terreno es $F_{RT}=0.88$, ver Tabla AP-4.4.

Calculamos la velocidad de diseño:

$$V_{D1} = 30 \frac{m}{s} * 1.03 * 0.88 = 27.19 \text{ m/s}$$

$$V_{D2} = 30 \frac{m}{s} * 1.00 * 0.88 = 26.4 \text{ m/s}$$

Debido a que el valor de velocidad del viento V_{D2} da un valor del casi 98% del valor de V_{D1} se tomara como valor de velocidad de diseño la obtenida para una altura de 12 m y aplicada como presión constante aplicada sobre la estructura. Es importante denotar que debido a la altura del edificio el diseño del edificio será predominado por las cargas de sismo.

b) Cálculo de la presión de diseño.

$$P_Z = 0.0479 C_p (V_D)^2 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Dónde: P_Z =Presión de diseño

C_p =Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.

Pared de barlovento: $P_Z = 0.0479 * 0.8 * \left(27.19 \frac{m}{s}\right)^2 = 28.32 \text{ Kg/m}^2$ (presión).

Pared de sotavento: $P_Z = 0.0479 * (0.4) \left(27.19 \frac{m}{s}\right)^2 = 14.16 \text{ Kg/m}^2$ (succión).

Paredes laterales: $P_Z = 0.0479 * (0.8) * \left(27.19 \frac{m}{s}\right)^2 = 28.32 \text{ Kg/m}^2$ (succión).

Techos planos: $P_Z = 0.0479 * (0.8) * \left(27.19 \frac{m}{s}\right)^2 = 28.32 \text{ Kg/m}^2$ (succión).

Los valores de presión serán aplicados directamente en las columnas, ya que estos son los elementos resistentes a fuerza laterales, junto con los arriostramientos. El ancho tributario utilizado para la distribución de una fuerza uniforme atreves de todo el largo de las columnas a continuación se describe: Tomando en cuenta la dirección más critica que es aplicando la fuerza en la dirección Y tenemos:

Pared de barlovento: $P_Z = 28.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 5.5\text{m} = 155.76 \text{ Kg/m}$ (presión). Columnas centrales

$$P_Z = 28.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 2.75\text{m} = 77.88 \text{ Kg/m}$$
 (presión). Columnas esquineras

Pared de sotavento: $P_Z = 14.16 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 5.5\text{m} = 77.88 \text{ Kg/m}$ (presión). Columnas centrales

$$P_Z = 14.16 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 2.75\text{m} = 38.94 \text{ Kg/m}$$
 (presión). Columnas esquineras

Paredes laterales: $P_Z = 28.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 6 \text{ m} = 169.92 \text{ Kg/m}$ (succión). Columnas centrales

$$P_Z = 28.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 1.5 \text{ m} = 42.48 \text{ Kg/m}$$
 (succión). Columnas esquineras.

En la dirección X tenemos:

Pared de barlovento: $P_{Zx} = 28.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 6.00 \text{ m} = 169.92 \text{ Kg/m}$ (presión). Columnas centrales

$$P_z = 28.32 \frac{Kg}{m^2} * 1.5m = 42.48 Kg/m \text{ (presión). Columnas esquineras}$$

$$\text{Pared de sotavento: } P_z = 14.16 \frac{Kg}{m^2} * 6.00 m = 84.96 Kg/m \text{ (presión). Columnas centrales}$$

$$P_z = 14.16 \frac{Kg}{m^2} * 1.5m = 21.24 Kg/m \text{ (presión). Columnas esquineras}$$

$$\text{Paredes laterales: } P_z = 28.32 \frac{Kg}{m^2} * 5.5 m = 155.76 Kg/m \text{ (succión). Columnas centrales}$$

$$P_z = 28.32 \frac{Kg}{m^2} * 2.75 m = 77.88 Kg/m \text{ (succión). Columnas esquineras.}$$

4.3.3.2 Acción sísmica

Para la acción de estas cargas sísmicas se considerarán los efectos bidireccionales del movimiento del terreno, que toman el 100% del componente que actúan en una dirección y el 30% que actúa en dirección perpendicular a ella con los signos más desfavorables, esto según el Art. 32 inciso f) del RNC-07.

Requerimientos generales:

- **Grupo:** Dado que el edificio está destinado a ser oficina, este se clasifica en el Grupo B como una estructura de normal importancia en el que el grado de seguridad requerido es intermedio y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia especificado en el Art. 20 RNC-07.
- **Factor de reducción por ductilidad:** El factor de reducción Q' se tomará para este caso $Q'=Q$ debido a que el valor de $T > T_a$.
- **Factor de comportamiento sísmico Q :** Para el edificio convencional se tomará $Q=4$, debido a que la estructura está compuesta por marcos especiales de acero y marcos

especiales arriostrados concéntricamente, y estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las normas de acero ANSI/AISC, y en el Art. 21 RNC-07 en ambas direcciones.

- **Factor de reducción por sobre resistencia:** Esta establecido en el Art. 22 del RNC-07 con el valor de $\Omega=2$.
- **Corrección por irregularidad:** El RNC-07 establece que cuando se trata de una estructura irregular, el factor de reducción Q' se debe multiplicar por un factor de reducción, por ello se procede a verificar si la es regular o no según los requisitos establecidos en el inciso a) del Art. 23 del reglamento.
- **Condiciones de regularidades:**
 1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales por lo tanto cumple.
 2. La relación de la altura a la dimensión menor de la base es de $\frac{h}{B} = \frac{12.20\ m}{12\ m} = 1 < 2.5$, la condición se cumple.
 3. La relación de largo a ancho de la base es de $\frac{A}{B} = \frac{16.5\ m}{12\ m} = 1.37 < 2.5$, la condición se cumple.
 4. En la planta no tiene entrantes, ni salientes de tal manera que se cumple esta condición.
 5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente, cumpliendo esta condición.
 6. No hay aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceden de veinte por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura, se cumple esta condición.

-
7. El peso de todos los niveles es el mismo, a excepción de la cubierta de techo que es menor del setenta por ciento de dicho piso por lo tanto cumple.
 8. Todos los entrepisos tienen la misma área construida, por lo cual se cumple esta condición.
 9. Todas las columnas están restringidas en todos los entrepisos en dos direcciones ortogonales por diafragma horizontales y por trabes habiendo cumplido esta condición.
 10. La rigidez a la corte no varía debido a que las secciones de columnas son iguales cumpliendo requerimiento.
 11. La resistencia al corte no varía en los entrepisos, esta condición se cumple.
 12. Por la simetría, al calcular el punto de ubicación del centro de torsión este coincide con el centro de masa de la estructura, razón por la cual la excentricidad torsional calculada será nula, por lo tanto, la condición cumple.

Como se puede observar, en este caso de estudio se cumple con todas las condiciones de regularidad, se considera como una estructura regular, razón por la cual es el factor de ductilidad Q' no debe reducirse.

- **Coefficiente sísmico:** Es un valor adimensional que define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo. Este, dado según el RNC-07 por la expresión.

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{2.7 * S * a_o}{Q' * \Omega} \quad \text{Ecuación 4. 4}$$

Donde:

V_0 =Cortante basal.

W_0 =Carga Muerta+Carga Viva.

S =Factor de amplificación por tipo de suelo.

a_0 =Aceleración máxima del terreno.

Q' =Factor de reducción por ductilidad.

Ω = Factor por reducción por sobrerresistencia.

El edificio se encuentra ubicado en la zona C, perteneciente al Pacífico de Nicaragua con un valor de aceleración máxima del terreno $a_0=0.31$, tomado del valor de la Ilustración AP-4.3 y Tabla AP-4.12.

Con respecto al valor S se asume el valor para suelo Tipo II, para el cual se asigna un valor para el factor de amplificación del suelo $S=1.5$, las características del suelo para este caso de estudio, corresponde a un suelo firme con velocidades promedio de ondas de corte $360 < V_s < 750$ m/s según el Art. 25 RNC-07. Ver Tabla AP-4.6.

Resolviendo la ecuación 4.4 tenemos un valor inicial $c=0.465$. Sin embargo una vez realizado el análisis modal para conocer los periodos fundamentales de la estructura podemos realizar una reducción de fuerzas sísmica según lo estipulo en el Art.32, inciso b. Reducción de las fuerzas sísmicas el cual es explicado en el subtítulo 4.5.2.

4.4 Combinación de cargas.⁶

Las combinaciones de cargas son solicitaciones que deben determinar y combinar según las normas aplicadas, en el caso de nuestro país con RNC-07 se consideran las cargas vivas (CV), cargas muertas (CM), carga debido a sismo; como se muestra a continuación:

Tabla 4. 6 Combinaciones de carga con coeficientes de mayorado. (Fuente Propia)

| ITEM | COMBINACION | CM | CV | FSx | FSy | Pzx | Pzy |
|------|----------------------|-----|-----|------|------|-----|-----|
| C1 | 1.4CM | 1.4 | | | | | |
| C2 | 1.2CM+1.6CV | 1.2 | 1.6 | | | | |
| C3 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | 1 | 0.3 | | |
| C4 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | -1 | -0.3 | | |
| C5 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | 1 | -0.3 | | |
| C6 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | -1 | 0.3 | | |
| C7 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | 0.3 | 1 | | |
| C8 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | -0.3 | -1 | | |
| C9 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | 0.3 | -1 | | |
| C10 | 1.2CM+Fs+CV | 1.2 | 1 | -0.3 | 1 | | |
| C11 | 1.2CM+1.6Pzy+CV | 1.2 | 1 | | | | 1.6 |
| C12 | 1.2CM+1.6Pzx+CV | 1.2 | 1 | | | 1.6 | |
| C13 | 0.9CM+1.6Pzy+(1.6Ps) | 0.9 | | | | | 1.6 |
| C14 | 0.9CM+1.6Pzx+(1.6Ps) | 0.9 | | | | 1.6 | |
| C15 | 0.9CM+Fs+(1.6Ps) | 0.9 | | 1 | 0.3 | | |
| C16 | 0.9CM+Fs+(1.6Ps) | 0.9 | | -1 | -0.3 | | |
| C17 | 0.9CM+Fs+(1.6Ps) | 0.9 | | 0.3 | -1 | | |
| C18 | 0.9CM+Fs+(1.6Ps) | 0.9 | | -0.3 | 1 | | |
| C19 | CM+CV | 1 | 1 | | | | |
| C20 | CM+CVR | 1 | 1 | | | | |
| C33 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | 1 | 0.3 | | |
| C44 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | -1 | -0.3 | | |
| C55 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | 1 | -0.3 | | |
| C66 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | -1 | 0.3 | | |
| C77 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | 0.3 | 1 | | |
| C88 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | -0.3 | -1 | | |

⁶ Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), Art. 15, pág. 13, inciso a)

Tabla 4.6 Combinaciones de carga con coeficientes de mayorado. (Fuente Propia).

| C99 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | 0.3 | -1 |
|------------|-------------------|------------|----------|------------|-----------|
| C1010 | 1.2CM+S+CV | 1.2 | 1 | -0.3 | 1 |
| C1515 | 0.9CM+S+(1.6Ps) | 0.9 | | 1 | 0.3 |
| C1616 | 0.9CM+S+(1.6Ps) | 0.9 | | -1 | -0.3 |
| C1717 | 0.9CM+S+(1.6Ps) | 0.9 | | 0.3 | -1 |
| C1818 | 0.9CM+S+(1.6Ps) | 0.9 | | -0.3 | 1 |
| C1515 | 0.9CM+S+(1.6Ps) | 0.9 | | 1 | 0.3 |
| C1616 | 0.9CM+S+(1.6Ps) | 0.9 | | -1 | -0.3 |

NOTA: Para las cargas de sismo se consideran las fuerzas cortantes obtenida por el análisis estático (Fs) y espectral (S).

4.5 Análisis estructural.

Sap 2000v20 es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos. En este programa se puede modelar sin ningún problema la estructura tridimensional y el cual los elementos de barra representan las columnas, vigas y riostras que componen la estructura del edificio y los elementos de área representan las losas mixtas.

Las vigas de los marcos especiales no arriostrados se conectan a la columna mediante nudos rígidos, mientras que las vigas restantes se conectan mediante articulaciones (conexión a corte).

El análisis estructural permite determinar las sollicitaciones para todos los elementos que componen la estructura, para posteriormente realizar el diseño y los desplazamientos de todos los puntos nodales, para los estados de carga considerados.

4.5.1 Criterios considerados en la modelación de la estructura.

La modelación de la estructura se realizó utilizando como herramienta de cálculo el programa computacional Sap 2000 versión 20 detallando todos los elementos de la estructura, considerando lo siguiente:

- Todas las columnas del edificio se consideran empotrada al suelo,
- La losa mixta se asigna como un diafragma rígido aplicando constricciones, ya que se considera que a las vigas de entrepiso se les colocará conectores de cortante. De esta forma se impone la condición cinemática de que cada diafragma presenta 3 grados de libertad (dos traslaciones (eje X, y Y una rotación de Z).
- Las cargas que son necesarias para el análisis se consideran a través de los elementos, es decir el programa calculara el peso propio de cada uno de ellos, más una sobrecarga resultante del análisis de carga en la que se incluye la carga muerta, carga viva y carga viva reducida.

4.5.2 Análisis sísmico de la estructura.

Los tipos de análisis sísmico a realizar son análisis estático y análisis dinámico lineal. En el caso, estático se consideró un coeficiente sísmico, realizando el análisis en las dos direcciones ortogonales entre sí y para el análisis dinámico lineal (análisis modal espectral) se utilizó un espectro de respuesta de diseño para calcular los periodos de vibración de la estructura.

4.5.2.1 Método dinámico de análisis modal espectral.

- **Espectro de respuesta:** Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los terremotos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importantes para el diseño sismorresistente, más a través de los espectros de aceleración. A través de ellos se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos de diseño sismorresistente. En forma general, se puede definirse espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, aceleración, velocidad o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en la abscisa el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en las ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos tipos de amortiguamiento. (Crisafulli, 2018)
- **Espectro de diseño:** Debido a que los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismorresistentes utilizan espectros de diseño. Estos representan dos características principales (i) consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región y (ii) son curvas suavizadas, es decir no representan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuestas, en otras palabras, una envolvente de los espectros de respuestas de los terremotos típicos de la región o zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos. (Crisafulli, 2018)

Los espectros de diseño son una herramienta de gran utilidad en el diseño estructural sismorresistente, en el gráfico se representa en las abscisas el periodo propio de la estructura y en ordenadas la respuesta máxima en términos de pseudoaceleración, determinado como una fracción de la aceleración de la gravedad calculada para distintos tipos de amortiguamiento⁷.

En este trabajo monográfico se generó un espectro de diseño de acuerdo a la localización del edificio, destino, factor de ductilidad, tipo de suelo, condiciones de irregularidad del edificio para el caso de analizar de la estructura convencional se utilizara el espectro de diseño reducido y elástico, debido a que los códigos de diseño sismorresistente admiten el comportamiento en el rango no lineal como mecanismo de disipación de energía, para la cual los valores de aceleración espectral deben disminuirse mediante un factor de reducción Q , que depende principalmente de la ductilidad del sistema estructural y el periodo de vibración.

Nuestro reglamento (RNC-07) en el Art. 27 subtítulo II se especifican las ecuaciones necesarias para la construcción del espectro de diseño. Estas han sido agregadas al apéndice de este documento en la Ilustración AP-4.4 para la realización del gráfico y en la Tabla AP-4.13, los valores de entrada empleados en la misma, obteniéndose los resultados mostrados en la Tabla AP-4.14. De tal forma que los desplazamientos y distorsiones de piso son analizados empleando el espectro de diseño reducido y el diseño de los elementos estructurales empleando el espectro de diseño elástico.

⁷ Se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía. Típicamente los amortiguadores disipan la energía cinética en energía térmica y/o en energía plástica.

-
- **Método dinámico de análisis modal:** Después de haber obtenido los datos preliminares por medio del análisis estático, se procede a la realización del análisis dinámico, este se refiere al análisis de oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio.

Cuando se presenta una excitación del suelo, este movimiento sísmico transfiere energía al edificio que está cimentado sobre el suelo, de tal manera que la base del edificio sigue el movimiento del terreno, pero por otro lado está la masa del edificio que se opone a este movimiento generando fuerzas de inercia, que son las causantes del peligro y daño de la estructura. La flexibilidad de la estructura ante efectos de las fuerzas de inercia provoca que esta vibre de manera diferente a la del suelo, las fuerzas que se inducen en la estructura dependen tanto de la intensidad del movimiento, como también de las propiedades que posee la estructura como tal.

Los movimientos del suelo se amplifican por la vibración de la estructura de tal manera que las aceleraciones que estas tienen suelen ser varias veces mayores a las del terreno, las magnitudes de dichas aceleraciones dependen del amortiguamiento inherente de la estructura, así como también de la relación entre el periodo de la estructura y del suelo.

- **Modos de vibración de la estructura:** Determinar el periodo fundamental de vibración de una estructura de edificio es de gran importancia para el diseño sísmico de las estructuras, ya que de no hacerlo se corre el riesgo de que el sistema suelo- estructura se encuentre dentro del rango en la cual ocurre el fenómeno de resonancia propiciando efectos

destrutivos en la estructura, como resultado de la amplificación de acciones que genera la resonancia (Gómez Hernández, 2002).

En la interpretación estática la magnitud de las fuerzas laterales está vinculada a las aceleraciones lo cual nos llevaría a pensar que serían más críticos los modos de vibración diferentes al fundamental que presenta valores superiores de aceleración, pero su valor no se sostiene en el tiempo que varía rápidamente, disminuye, cambia de dirección para alcanzar un valor máximo de signo contrario e iniciar un nuevo ciclo. El modo fundamental presentara las mayores deformaciones, no así valores de aceleración. Sin embargo, el efecto latigazo, como se reconoce el hecho de presentarse grandes aceleraciones y desplazamientos en modos diferentes al fundamental en la parte superior de la edificación., a partir del nodo superior, puede tener como resultado la generación de grandes fuerzas y esfuerzos que produzcan el colapso de los niveles superiores de la estructura (Dominguez Caicedo, 2014).

En resumen, el primer modo o modo fundamental de vibración corresponde al modo de vibración en la cual se da el mayor grado de participación de la masa, por lo cual se presentarán mayores deformaciones, así no corresponda a las mayores aceleraciones.

A continuación, se presenta un resumen con los modos de vibración o periodos obtenidos del análisis modal realizado por medio del espectro de respuesta de diseño y las respectivas participaciones de masa en cada dirección de análisis. Véase en Tabla 4. 7.

Tabla 4. 7 Periodos y participación modal de las masas en dirección X y Y (Fuente Propia).

| MODO | PERIODO (s) | PART. MASA-X | PERIODO (s) | PART. MASA-Y | PERIODO | PART. MASA-Z |
|-------------|------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|----------------|-------------------------|
| 1 | 0.339 | 0.829 | 0.550 | 0.810 | 0.107 | 0.285 |
| 2 | 0.119 | 0.115 | 0.173 | 0.122 | 0.113 | 0.237 |
| 3 | 0.292 | 0.007 | 0.097 | 0.013 | 0.102 | 0.057 |

De la se puede concluir que el modo fundamental de vibración está en la dirección Y con un valor de participación de masa del 81.0% y un período de 0.550 segundos, este fenómeno se da debido a la configuración alargada del edificio. Otro dato interesante es que en el modo número cinco se logra alcanzar el valor mayor del 90% por ciento de participación de la masa tanto en dirección X como en la dirección Y, cumpliendo con el Art.33 del RNC-07. Ver resultados de los modos completos en anexos en Tabla AN-4.1.

- **Cortante basal:** Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que en la dirección que se considera la fuerza cortante basal es menor que el 80% $V_{o\text{estático}}$. se incrementará todas las fuerzas de diseños y desplazamiento lateral correspondiente en una proporción de tal manera que $V_{o\text{dinámico}}$ sea igual al valor del 80% del cortante estático.

$$V_{o\text{dinámico}} = 0.8V_{o\text{estático}} \quad \text{Ecuación 4. 5}$$

A continuación, se muestran los resultados de las relaciones para ambas direcciones de análisis.

Para la dirección X

$$\frac{\text{Cortante Dinamico X}}{\text{Cortante estatico X}} = \frac{51.349 \text{ tonf}}{60.974 \text{ tonf}} = 0.84 \text{ ok}$$

Para la dirección Y

$$\frac{\text{Cortante Dinamico Y}}{\text{Cortante estatico Y}} = \frac{50.126 \text{ tonf}}{60.974 \text{ tonf}} = 0.82 \text{ ok}$$

- **Desplazamiento de entrepiso:** Cuando se realiza el análisis modal espectral se calculan los desplazamientos de entrepiso para la dirección sismo en X y sismo en Y para cada entrepiso de la estructura.

Este parámetro es importante conocerlo principalmente por dos motivos, para verificar posteriormente si las distorsiones generadas por estos desplazamientos se encuentran dentro del intervalo dado por el RNC-07, lo cual tiene que cumplirse para que el sistema sea efectivo, y además sirve para definir valores para la junta de separación entre el edificio y el terreno u otros elementos circundantes. A continuación, se muestra los desplazamientos máximos generados al analizar la estructura en la Tabla 4. 8.

Tabla 4. 8 Desplazamientos máximos generados dirección X-Y (Fuente Propia).

| NIVEL | ELEVACION (m) | SISMO Dir. X (cm) | SISMO Dir. Y (cm) |
|--------------|--------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1 | 3 | 0.176 | 0.402 |
| 2 | 6 | 0.392 | 1.033 |
| 3 | 9 | 0.579 | 1.613 |
| 4 | 12 | 0.708 | 1.953 |

Se puede apreciar que en el nivel 4 en la dirección Y se da el mayor desplazamiento, siendo esta la perteneciente a los marcos especiales a momento.

- **Distorsión de entrepiso.**

a) **Distorsión de entrepiso en condiciones de servicio:** Las distorsiones de entrepiso son un parámetro importante de diseño debido a que está relacionado de manera muy directa con el daño a elementos estructurales y no estructurales, por lo tanto, su eficiencia en este aspecto se traduce en una mayor protección de la estructura.

Los desplazamientos para las condiciones de servicio serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por $Q\Omega/2.5$ según el Arto 34 del RNC-07. Para revisión de la seguridad del estado límite de servicio, el valor de la distorsión para cada entrepiso no será mayor que 0.002 si existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería o estén separados de la estructural principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso el límite será 0.004. A continuación, se presentan los resultados obtenidos con $Q_x=Q_y=4$ y $\Omega=2$ donde $T=Q\Omega/2.5$ y 0.004.

Tabla 4. 9 Distorsiones en el estado límite de servicio (Fuente Propia).

| N | h_i | δx_{acum} | δx | δx_T | CONDICION | δy_{acum} | δy | δy_T | CONDICION |
|---|-------|-------------------|------------|--------------|---------------|-------------------|------------|--------------|---------------|
| 1 | 300 | 0.176 | 0.176 | 0.002 | CUMPLE | 0.402 | 0.402 | 0.004 | CUMPLE |
| 2 | 300 | 0.392 | 0.215 | 0.002 | CUMPLE | 1.033 | 0.631 | 0.007 | NO CUMPLE |
| 3 | 300 | 0.579 | 0.187 | 0.002 | CUMPLE | 1.613 | 0.580 | 0.006 | NO CUMPLE |
| 4 | 300 | 0.708 | 0.129 | 0.001 | CUMPLE | 1.953 | 0.340 | 0.004 | CUMPLE |

Nota: Los valores en negrilla cumple la condición.

Donde:

N = Numero de nivel de la estructura.

δ_x = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección X.

δ_{xT} = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC - 07.

ΔX = Distorsiones de entrepiso en la dirección X.

δ_y = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección Y.

δ_{yT} = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC - 07.

Δy = Distorsiones de entrepiso en la dirección Y.

En la Tabla 4. 9 se muestran las distorsiones de entrepiso obtenidas para cada uno de los niveles, que corresponde al caso en el que se consideran los efectos de torsión y periodo de la estructura. Puede observarse que en la dirección de análisis X, se cumple con los valores máximo permitidos en el estado límite de servicio, es decir que los desplazamientos relativos no sobrepasan el límite permitido, en cambio, en la dirección de análisis Y, solo se cumple para dos niveles de la estructura lo cual esto indica que el edificio presentará perturbaciones, vibraciones molestas y pequeños daños a los elementos no estructurales. Eventualmente es necesario recalcar que nuestro reglamento es muy conservador al momento de realizar dicha revisión con respecto a otros reglamentos como NTCDS (Norma Técnica Complementarias para Diseño por Sismo) de México.

- b) Distorsión de entrepiso en condiciones de colapso:** Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$. Para la seguridad contra el colapso, los valores de las distorsiones de entrepisos calculadas no excederán el valor de distorsión de entrepiso, para marcos dúctiles de acero en la dirección Y con un $Q = 4$ el valor de distorsión permisible es de 0.03 y en la dirección X, donde se encuentra marcos de acero con arriostramiento el valor de distorsión permisible es de 0.015, según el Arto. 34 del RNC-07. (Ver en Tabla AP-4.7 valores límites

permitidos). A continuación, se presentan los resultados obtenidos con $Q_x=Q_y=4$ y $\Omega=2$ donde $T=Q\Omega=8$ y $\Delta x=0.015$, $\Delta y=0.03$.

Tabla 4. 10 Distorsiones en el estado límite de colapso. (Fuente Propia).

| N | h_i | δx_{acum} | δx | δxT | CONDICION | δy_{acum} | δy | δyT | CONDICION |
|----------|----------------------|-------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------|
| 1 | 300 | 0.176 | 0.176 | 0.005 | CUMPLE | 0.402 | 0.402 | 0.011 | CUMPLE |
| 2 | 300 | 0.392 | 0.215 | 0.006 | CUMPLE | 1.033 | 0.631 | 0.017 | CUMPLE |
| 3 | 300 | 0.579 | 0.187 | 0.005 | CUMPLE | 1.613 | 0.580 | 0.015 | CUMPLE |
| 4 | 300 | 0.708 | 0.129 | 0.003 | CUMPLE | 1.953 | 0.340 | 0.009 | CUMPLE |

Nota: Los valores en negrilla cumple la condición

Donde:

N=Numero de nivel de la estructura.

δx = Desplazamientos de cada entrepiso en la direccion X.

δxT = Desplazamientos amplificados segun Arto. 24 del RNC - 07.

ΔX = Distorsiones de entrepiso en la direccion X.

δy = Desplazamientos de cada entrepiso en la direccion Y.

δyT = Desplazamientos amplificados segun Arto. 24 del RNC - 07.

Δy = Distorsiones de entrepiso en la direccion Y

Cuando se evalúa la condición de colapso la estructura cumple satisfactoriamente el requisito del RNC-07 en las dos direcciones de análisis y de esta manera se demuestra que la estructura estará segura ante daños sustanciales a los elementos estructurales del edificio y brindar seguridad a los ocupantes.

4.5.3 Análisis de la fuerza lateral equivalente⁸.

Según el RNC-07, el método estático equivalente puede ser empleado para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 40 m, y estructuras irregulares de no más de 30 m, para este caso de estudio este método es aplicable.

El método de análisis es previo para el método de análisis dinámico. En edificio sujetos a fuerzas laterales, según reglamentos modernos de diseño sísmico, aceptan que el análisis estructural ante cargas sísmicas puede efectuarse considerando que las estructuras tienen un comportamiento elástico lineal. Aunque se reconoce que durante temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamiento inelástico, esto se toma en cuenta aplicando factores de reducción a los resultados del análisis estático.

En el subtítulo 4.3.3.2 se calculó un valor inicial de coeficiente sísmico, sin embargo, una vez conocido los periodos fundamentales de la estructura por el análisis modal podemos realizar una reducción de las fuerzas sísmicas según lo estipulado en el Art.32, inciso b. Reducción de las fuerzas sísmicas. El periodo fundamental encontrado en la dirección X fue 0.339 segundos y en la dirección Y fue de 0.55 segundos, lo que indica que en la dirección Y es más flexible que en la dirección X, lo cual es lógico ya que en la dirección Y tenemos configuración de SMF. Del espectro de diseño elástico se obtiene las ordenadas de aceleración espectral como se muestran a continuación:

⁸ Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), Art. 32, pág. 28-31

$$T_x=0.339 \text{ seg}, T_a=0.1 < T_x < T_b=0.6, a=1.2555$$

$$T_y=0.550 \text{ seg } T_a=0.1 < T_y < T_b=0.6, a=1.2555$$

Como puede notarse los periodos encontrados en las dos direcciones de análisis caen en la meseta del espectro de diseño elástico, razón por la cual las fuerzas sísmicas se reducen con la siguiente ecuación:

$$c = \frac{a}{Q' * \Omega} \quad \text{Ecuación 4. 6}$$

De tal forma que tenemos los nuevos coeficientes para el análisis del método estático equivalente:

$$c_x = \frac{1.2555}{4 * 2} = 0.1569$$

$$c_y = \frac{1.2555}{4 * 2} = 0.1569$$

. A continuación, se presentan un resumen de los resultados del análisis de la fuerza equivalente obtenidas con estos coeficientes sísmicos:

- **Fuerza cortante:** La fuerza cortante es el resultado del acumulado de las fuerzas sísmicas por cada nivel. La mayor fuerza está en la base del edificio que es donde se concentra el cortante basal. Véase en la Tabla 4. 11 los valores obtenidos:

Tabla 4. 11 Fuerzas sísmicas en las dos direcciones X y Y respectivamente (Fuente Propia).

| NIVEL | ELEVACION (m) | SISMO Dir. X (Tonf) | SISMO Dir. Y (Tonf) |
|-------|------------------|------------------------|------------------------|
| 4 | 12 | 20.095 | 20.095 |
| 3 | 9 | 18.693 | 18.693 |
| 2 | 6 | 12.562 | 12.562 |
| 1 | 3 | 9.624 | 9.624 |

A continuación, se muestran en la Tabla 4. 12 las fuerzas cortantes estáticas de cada entrepiso en la dirección X y Y, las cuales fueron obtenidas mediante la sumatoria de manera decreciente de las fuerzas sísmica.

Tabla 4. 12 Fuerza cortante estático de entrepiso en las dos direcciones X y Y (Fuente Propia).

| NIVEL | ELEVACION (m) | SISMO Dir. X (tonf) | SISMO Dir. Y (tonf) |
|-------|------------------|------------------------|------------------------|
| 4 | 12 | 20.095 | 20.095 |
| 3 | 9 | 38.788 | 38.788 |
| 2 | 6 | 51.350 | 51.350 |
| 1 | 3 | 60.974 | 60.974 |

- **Efecto de torsión:** Para considerar los efectos de torsión es necesario calcular la excentricidad torsional de rigideces en cada entrepiso (e_s); esta excentricidad es la distancia existente entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguiente:

Donde: $e_{sx} = CMx - CRx$ Ecuación 4. 7

$$e_{sy} = CM_y - CR_y \quad \text{Ecuación 4. 8}$$

Donde:

e_{sx} =excentricidad torsional de rigideces en la dirección X.

e_{sy} =excentricidad torsional de rigideces en la dirección Y.

CM_x=Coordenada en x del centro de masa.

CM_y=Coordenada en y del centro de masa.

CR_x=Coordenada en x del centro de rigidez.

CR_y= Coordenada en y del centro de rigidez

Tabla 4. 13 Centro de masas y rigideces.

| NIVEL | CENTRO | | CENTRO | | EXCENTRICIDAD | | EXCENTRICIDAD | | CONDICION | |
|-------|--------|------|--------|------|---------------|-------|---------------|------|-----------|----|
| | X(m) | Y(m) | X(m) | Y(m) | X(m) | Y(m) | X(m) | Y(m) | X | Y |
| 1 | 8.25 | 5.94 | 8.25 | 6.00 | 0.00 | -0.06 | 2.40 | 3.30 | OK | OK |
| 2 | 8.25 | 5.92 | 8.17 | 6.00 | 0.08 | -0.08 | 2.40 | 3.30 | OK | OK |
| 3 | 8.25 | 5.94 | 8.01 | 6.00 | 0.24 | -0.06 | 2.40 | 3.30 | OK | OK |
| 4 | 8.22 | 5.84 | 8.15 | 6.00 | 0.07 | -0.16 | 2.40 | 3.30 | OK | OK |

Cuando existe excentricidad torsional, la excentricidad de diseño e_{D9} se calcula mediante la cual la Ecuación 4.9 y Ecuación 4.10, donde b es la dimensión en plata que se considera perpendicular a la acción sísmica.

$$e_D = \{1.5e_s + 0.1b\} \quad \text{Ecuación 4. 9}$$

$$e_D = \{e_s - 0.1b\} \quad \text{Ecuación 4. 10}$$

En donde: e_D =Excentricidad torsional de diseño.

⁹ Según el RNC-07, Art.32 Método estático equivalente, inciso d) Efectos de torsión, pág. 30.

b = Es la dimensión en planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

e_s = Excentricidad torsional de rigidez en cada entrepiso.

Tabla 4. 14 Excentricidades de diseño (Fuente Propia).

| NIVEL | EXCENTRICIDAD | | EXCENTRICIDAD DE DISEÑO (e_D) | | | | | | e_D | |
|-------|---------------------|-------|-----------------------------------|------------|---------|------|------------|---------|-------------|--------------|
| | TORSIONAL (e_s) | | 0.1b | 1.5es+0.1b | es-0.1b | 0.1b | 1.5es+0.1b | es-0.1b | e_{Dx} | e_{Dy} |
| | X(m) | Y(m) | X(m) | X(m) | X(m) | Y(m) | Y(m) | Y(m) | X(m) | Y(m) |
| 1 | 0.00 | -0.06 | 1.2 | 1.20 | -1.20 | 1.65 | 1.56 | -1.71 | 1.20 | -1.71 |
| 2 | 0.08 | -0.08 | 1.2 | 1.32 | -1.12 | 1.65 | 1.52 | -1.73 | 1.32 | -1.73 |
| 3 | 0.24 | -0.06 | 1.2 | 1.56 | -0.96 | 1.65 | 1.56 | -1.71 | 1.56 | -1.71 |
| 4 | 0.07 | -0.16 | 1.2 | 1.31 | -1.13 | 1.65 | 1.41 | -1.81 | 1.31 | -1.81 |

El momento de torsión se calcula utilizando en este caso la siguiente ecuación:

$$M_{yt} = V_y * e_{dx} \quad \text{Ecuación 4. 11}$$

$$M_{xt} = V_x * e_{dy} \quad \text{Ecuación 4. 12}$$

Aplicando la ecuación en la dirección X será M_{xt} y la dirección Y será M_{yt} en cada uno de los niveles como se muestran en la Tabla 4. 15.

Tabla 4. 15 Momento torsionante en dirección Y-X (Fuente Propia).

| NIVEL | Vox (tonf) | e_{dy} (m) | Mxt (tonf-m) | Voy (tonf) | e_{dx} (m) | Myt (tonf-m) |
|--------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 1 | 20.09 | 1.71 | 34.33 | 20.09 | 1.20 | 24.11 |
| 2 | 18.69 | 1.73 | 32.41 | 18.69 | 1.32 | 24.67 |
| 3 | 12.56 | 1.71 | 21.46 | 12.56 | 1.56 | 19.60 |
| 4 | 9.62 | 1.81 | 17.45 | 9.62 | 1.31 | 12.57 |

- **Efectos de segundo orden:** Una estructura será traslacional si las deformaciones horizontales son suficientemente significativas para producir una excentricidad tal que origine esfuerzos extra en el soporte, denominados los efectos de segundo orden. Esta traslacionalidad depende de la geometría, rigidez y elementos de arriostramiento.

Deberá tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales actuantes en la estructura desplazada lateralmente. Según el Art. 32 inciso e) “estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos que se cumplan la siguiente condición:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 * \frac{V}{P_Y} \quad \text{Ecuación 4. 13}$$

Dónde: Δ=Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerando.

H=Altura del entrepiso.

V=Fuerza cortante calculada en el entrepiso.

P_Y= Peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

A continuación, en la se describe los resultados obtenidos con los resultados calculados con el programa Sap 2000.

Tabla 4. 16 Calculo de consideración de segundo orden dirección X (Fuente Propia).

| DIRECCION X | | | | | | | | |
|-------------|-----------|------------------|--------------------|---------------|--------------|------------|----------|--------------------------------|
| NIVEL | H (cm) | δ (cm) | Δx (cm) | Vox (tonf) | Py (tonf) | Δ/H | 0.08V/Py | OBSERVACION |
| 1 | 300 | 0.172 | 0.172 | 9.624 | 534.380 | 0.0006 | 0.001 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |
| 2 | 600 | 0.382 | 0.210 | 12.562 | 471.434 | 0.0007 | 0.002 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |
| 3 | 900 | 0.565 | 0.182 | 18.693 | 296.897 | 0.0006 | 0.005 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |
| 4 | 1200 | 0.691 | 0.126 | 20.095 | 124.020 | 0.0004 | 0.013 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |

Tabla 4. 17 Calculo de consideración de segundo orden dirección Y (Fuente Propia).

| DIRECCION Y | | | | | | | | |
|-------------|-----------|------------------|--------------------|---------------|--------------|------------|----------|--------------------------------|
| NIVEL | H (cm) | δ (cm) | Δy (cm) | Voy (tonf) | Py (tonf) | Δ/H | 0.08V/Py | OBSERVACION |
| 1 | 300 | 0.397 | 0.397 | 9.624 | 534.380 | 0.0010 | 0.001 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |
| 2 | 600 | 1.020 | 0.623 | 12.562 | 471.434 | 0.0021 | 0.002 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |
| 3 | 900 | 1.592 | 0.572 | 18.693 | 296.897 | 0.0019 | 0.005 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |
| 4 | 1200 | 1.925 | 0.334 | 20.095 | 124.020 | 0.0011 | 0.013 | NO CONSIDERAR EFECTO 2do ORDEN |

Como se puede apreciar no será necesario considerarlo en el diseño, ya que cumple la condición limite.

Capítulo V

5.1. Diseño estructural

En un diseño estructural se debe permitir que algunos elementos irrumpan en el rango inelástico, es decir que estos sean capaces de disipar energía por medio de la fricción interna y deformación plástica. Cuanto mayor ductilidad desarrolle la estructura, mayor será la energía disipada y mayor la reducción de las fuerzas actuante. Cuando la estructura se comporta en el rango inelástico el diseño está orientando a que los elementos horizontales sean los primeros que entren en el rango plástico formando rótulas plásticas en sus extremos y los elementos verticales sean los últimos en incursionar en este rango, de esta manera se evitaría el posible colapso de la estructura.

Una estructura debe poseer una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas; porque reduce la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

5.2. Pre diseño de elementos.

Para el prediseño de los elementos estructurales de los marcos arriostrados y marco resistente a momento se utilizarán las siguientes ecuaciones y tablas detalladas a continuación y las presentadas en anexos.

a) **Prediseño de vigas de marcos:** Utilizamos la siguiente ecuación expuesta en tesis titulada “Elaboracion de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF,SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009” y ver en anexo Tabla AP-4.8.

$$d = \frac{L}{16} \quad \text{Ecuación 5. 1}$$

Nota: Se debe de multiplicar por el valor de 2530/Fy real si el Fy es distinto de 2350 Kg/cm2

Dónde: d= Peralte mínimo.

F_{yreal}=Valor de Fy del acero que está usando.

L= Claro del marco

Claros 1 =5.5 m

$$d = \frac{550 \text{ cm}}{16} * \frac{2530.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 24.74 \text{ cm} \approx 9.74 = 10''$$

Claros 2 =6.0 m

$$d = \frac{600 \text{ cm}}{16} * \frac{2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3515.34 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 26.99 \text{ cm} \approx 10.62 = 12''$$

Utilizando la siguiente ecuación de momento máximo con carga uniforme y momento plástico obtenemos el módulo de sección considerando los apoyos de la viga simplemente apoyados, para obtener un aproximado, ya que en los marcos con claros continuos ocurre una redistribución de momento, el cual es menor que en apoyo simple.

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} \quad \text{Ecuación 5. 2}$$

$$\phi_b M_n = M_p = \phi_b F_y Z \quad \text{Ecuación 5. 3}$$

Entonces igualando tenemos lo siguiente:

$$M_n = M_{max} \Rightarrow \frac{WL^2}{8} = F_y Z \Rightarrow Z = \frac{WL^2}{8F_y}$$

$$M_n = M_{max} \Rightarrow \frac{WL^2}{8} = \phi_b F_y Z \Rightarrow Z = \frac{WL^2}{8\phi_b F_y} \quad \text{Ecuación 5. 4}$$

Dónde: Z= Modulo de sección plástico.

F_y=Esfuerzo por fluencia

L= Claro del marco.

W=Cargas gravitacionales factoradas.

$$W_{area} = 1.2(138 \text{ kg/m}^2) + 1.6(250 \text{ kg/m}^2) = 565.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = 565.6 \text{ Kg/m}^2 * 6 \text{ m} = 3393.6 \text{ kg/m}$$

$$Z = \frac{3393.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (550 \text{ cm})^2}{0.9 * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} * 8 * 3515.34 \text{ kg/cm}^2} = 405.59 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = 565.6 \text{ Kg/m}^2 * 5.5 \text{ m} = 3110.8 \text{ kg/m}$$

$$Z = \frac{3110.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 100 \frac{\text{m}}{\text{cm}} * (600 \text{ cm})^2}{0.9 * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} * 8 * 3515.34 \text{ kg/cm}^2} = 442.46 \text{ cm}^3$$

Se selecciona las secciones W10x30 y W16x40. En la Tabla AN-5.4 en anexo encontrará el resumen de los cálculos realizados para la selección de estos perfiles.

b) Prediseño de columnas de marcos: Utilizamos las siguientes ecuaciones:

$$A_g = \frac{A_t Q}{\%F_y} \quad \text{Ecuación 5. 5}$$

Dónde: A_g= Área de sección transversal.

At= Área tributaria.
Q=Cargas gravitacional factoradas.
Fy= Esfuerzo a fluencia
%= Porcentaje del esfuerzo cedente de la columna.

A este criterio se le adiciona un método de predimensionamiento basado en la esbeltez del elemento. Que se obtiene despejando el radio de giro mínimo.

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \leq 200 \Rightarrow r_{min} \geq \frac{KL}{200} \quad \text{Ecuación 5. 6}$$

Dónde: λ = Relación de esbeltez
K= Factor de longitud efectiva
L=Longitud del elemento en compresión.
 r_{min} = Radio de giro mínimo de la sección.

Sin embargo, ninguno de estos métodos considera criterios sísmicos por lo cual se incorpora un predimensionamiento, para sistema SMF, basado en el criterio de columna fuerte viga débil, con lo cual se garantizará que la columna permanecerá de pie al momento de fallar la viga. Mediante unas tablas de relación de modulo plástico de columna entre modulo plástico de viga. Ver en apéndice Tabla AP-4.9. Basado en todos estos criterios se creó una tabla de requerimientos para columnas y se obtuvieron los perfiles W18x46, W18x35, W16x40. (ver Tabla AN-5.5, Tabla AN en anexos).

- c) **Prediseño de riostras de marcos:** Para la selección de un perfil adecuado para las diagonales se considera el efecto del pandeo total de la sección o esbeltez, con el fin de determinar el radio de giro adecuado que cumpla con este requisito para secciones.

$$\frac{KL}{r_{min}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow r_{min} \geq \frac{KL}{4.71} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ecuación 5. 7}$$

Dónde: E= Modulo de elasticidad
 F_y=Esfuerzo de fluencia.
 K= Factor de longitud efectiva
 L=Longitud del elemento en compresión.
 r_{min}= Radio de giro mínimo de la sección.

Para completar la selección de diseño será necesario buscar el área del perfil necesario para soportar la tensión:

$$\phi_t P_n = \phi_t * P_n * F_y * A_g \Rightarrow P_n = P_U \Rightarrow A_{gmin} = \frac{P_U}{\phi_t * F_y} \text{ (FLUENCIA)} \quad \text{Ecuación 5. 8}$$

$$\phi_t P_n = \phi_t * P_n * F_u * A_e \Rightarrow A_e = A_n * U \Rightarrow A_n = A_{gmin} \quad \text{Ecuación 5. 9}$$

$$A_{gmin} = \frac{P_U}{\phi_t * F_u * U} + \text{area estimada de agujeros. (FRACTURA)} \quad \text{Ecuación 5. 10}$$

Dónde: P_n= Carga nominal de tensión.
 Ø_t=Factor de seguridad de tensión.
 F_y=Esfuerzo de fluencia.
 A_g=Área gruesa de sección.
 P_u= Carga ultimo de tensión.
 F_u= Esfuerzo de ruptura.
 A_e=Área efectiva de sección.
 A_n=Área neta de sección.
 U=Factor de reducción de conexión.

Y para soportar las fuerzas de compresión:

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \Rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \Rightarrow \frac{KL}{r} = 200 \quad \text{Ecuación 5. 11}$$

$$A_{gmin} = \frac{P_u}{\phi_c * F_{cr}} \quad \text{Ecuación 5. 12}$$

Dónde: Pn= Carga nominal de compresión.

Pu= Carga ultima de compresión.

Øc=Factor de seguridad de compresión.

Fcr=Esfuerzo crítico de pandeo.

Fe=Esfuerzo elástico de pandeo.

Ag=Área gruesa de sección.

E= Modulo de elasticidad.

K= Factor de longitud efectiva.

L=Largo de elemento.

r=Radio de giro.

En base a lo expuesto se calcula propuestas de riostras utilizando la ecuación dadas y realizando una primera corrida del programa utilizando las cargas muertas y vivas se obtienes las fuerzas axiales que inciden. A continuación, se realiza el cálculo para riostras del primer nivel y se presenta en anexos el resultado del resto de riostras de los niveles consecutivos. (Ver Tabla AN-5.3 en anexo).

$$r_{min} = \frac{1 * 4.07 \text{ m} * 100 \text{ cm/m}}{4.71} \sqrt{\frac{3234.12 \text{ Kg/cm}^2}{2038901.92 \text{ Kg/cm}}} = 3.43 \text{ cm}$$

Para el diseño de elemento de tensión:

$$A_{gmin} = \frac{8.96 \text{ tonf} * 1000 \text{ Kg/tonf}}{0.9 * 3234.12 \text{ Kg/cm}^2} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{gmin} = \frac{8.96 \text{ tonf} * 1000 \text{ Kg/tonf}}{0.75 * 4077.80 \text{ Kg/cm}^2 * 0.8} = 3.66 \text{ cm}^2$$

Para el diseño de elemento de compresión:

$$A_g = \frac{11.99 \text{ tonf} * 1000 \text{ kg/tonf}}{0.9 * 441.20 \text{ kg/cm}^2} = 30.19 \text{ cm}^2$$

Debido a que el diseño se vuelve crítico cuando el elemento está en compresión, el área que regirá para la selección del perfil será este último. Se selecciona las riostras con valores cercano a este radio de giro como HSS4x4x5/16”.

- d) Prediseño de losa de marcos:** El predimensionado del sistema de piso no obedece a criterios sísmicos sino a los criterios de cargas gravitacionales y arriostramiento lateral de los elementos resistentes de la estructura. Entre los elementos del sistema de piso se encuentran las vigas secundarias, vigas de transferencia y losas.

Típicamente en acero se usa la losa con encofrado colaborante o losacero, ya que parte de los esfuerzos por flexión los absorbe el sofite metálico que sirve de encofrado. El predimensionado de la altura (h) este elemento dependerá de la distancia entre apoyos o vigas secundarias que la sostienen (Ver Tabla AP-4.10 en Apéndice la relación L/h para obtener el espesor mínimo. en anexo).

Aplicando lo descrito en la Tabla AP-4.10 y despejando y tomando el que da el valor para tramos extremos de losas continua tenemos como espesor:

$$\frac{L}{22} = \frac{200 \text{ cm}}{22} = 9.09 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 5.13}$$

$$\frac{L}{27} = \frac{200 \text{ cm}}{27} = 7.40 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 5. 14}$$

$$\frac{L}{32} = \frac{200 \text{ cm}}{32} = 6.25 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 5. 15}$$

Del valor de la tabla proporcionada por los fabricantes de láminas troquelada (Ver en apéndices Tabla AP-4.11) obtenemos los siguientes valores con una carga actuante de:

$$W_{area} = 1.2(138 \text{ kg/m}^2) + 1.6(250 \text{ kg/m}^2) = 565.6 \text{ Kg/m}^2$$

De la tabla de capacidad de soporte de sobrecarga permisible se toma para un valor de 1545 Kg/m² de carga permisible con una separación entre apoyo de 2 m y un espesor de 6 cm de concreto para un calibre 22 con un valor final de 12 cm de espesor incluyendo la lámina troquelada.

- e) **Predimensionamiento de vigas secundarias:** La orientación y número de las correas vendrá dado por la necesidad de arriostramiento de la viga a la que llegan. Una distancia ocasionalmente usada para colocar las vigas secundarias es un valor entre 1.0 a 1.5 metros, orientadas paralelas a la menor luz de vigas, u ortogonal al pórtico con vigas que requieran una menor longitud no arriostrada.

Partiendo de la siguiente ecuación determinamos las vigas secundarias

$$Z = \frac{WL^2}{8\phi_b F_y}$$

$$W_{area} = 1.2(138 \text{ kg/m}^2) + 1.6(250 \text{ kg/m}^2) = 565.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = 565.6 \text{ Kg/m}^2 * 2 \text{ m} = 1131.2 \text{ kg/m}$$

$$Z = \frac{1131.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (550 \text{ cm})^2}{0.9 * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} * 8 * 3515.34 \text{ kg/cm}^2} = 135.20 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = 565.6 \text{ Kg/m}^2 * 2 \text{ m} = 1131.2 \text{ kg/m}$$

$$Z = \frac{1131.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (600 \text{ cm})^2}{0.9 * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} * 8 * 3515.34 \text{ kg/cm}^2} = 160.90 \text{ cm}^3$$

Con el valor máximo obtenido se procedió a buscar en el catálogo de perfiles de la AISC una viga que cumpliera, quedando la W8x18 elegida como viga secundaria. En la Tabla AN-5.4 en anexo encontrara el resumen de los cálculos realizados para la selección de este perfil.

- f) Predimensionamiento de vigas de transferencia:** Cuando las vigas secundarias tengan longitudes muy grandes se podrá disponer de una o más vigas de transferencia para que las cargas se distribuyan de manera más eficiente a las vigas principales.

5.3. Diseño de riostras.

PRIMER NIVEL R-1: Elemento analizado Frame-80.

Tabla 5. 1 Valores de entrada para diseño de elementos R-1.

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|------------|-----------------------------------|-------------------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB15, CB5 | Perfil | HSS4x4x5/16 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 45.650 kip | Grado | ASTM A500/A500M Gr. B46 | ϕ_t | 0.9 |
| P_{ut} | 35.577 kip | F_y | 46 ksi | | |
| P_r | 47.521 kip | E | 29000 ksi | | |
| P_{nt} | 8.860 kip | F_u | 58 ksi | | |
| P_{lt} | 38.213 kip | R_y | 1.4 | | |
| | | R_t | 1.3 | | |
| | | L_b | 13.352 ft | | |

Tabla 5. 2 Propiedades del perfil de acero HSS4"x4"x5/16" (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017)

| PROPIEDADES DEL PERFIL | | | | | | | |
|------------------------|-------|-----------------|----------------------|------|-----------------|----------------------|--------------------------|
| A | 4.10 | in ² | S_x | 4.57 | in ³ | Z_y | 5.59 in ³ |
| B | 4 | in. | r_x | 1.49 | in. | h(flat) | 2.63 in. |
| H | 4 | in. | Z_x | 5.59 | in ³ | b(flat) | 2.63 in. |
| t_{des} | 0.291 | in. | I_y | 9.14 | in ⁴ | J | 15.3 in ⁴ |
| wt. /ft. | 14.83 | plf. | S_y | 4.57 | in ³ | C | 7.91 in ³ |
| I_x | 9.14 | in ⁴ | r_y | 1.8 | in. | A(surf) | 1.25 ft ² /ft |

Paso1. Revisión de relación ancho/ espesor.

Revisión del patín.

$$\lambda = \frac{b}{t_{des}} = 13.75$$

$$\lambda_{hd} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 13.79$$

Ecuación 5. 16

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE} \quad \text{MAD}^1$$

Revisión del alma

$$\lambda_{hd} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 25.04 \quad \text{Ecuación 5.17}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_{des}} = 13.75$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE} \quad \text{MAD}$$

Paso 2. Cálculo de relación de esbeltez.

$$Lb_x = 9.24 \text{ ft} \quad K_x = 1 \quad r_{ex} = \frac{k_x * Lb_x}{r_x} = 107.28 < 200$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 24.87 \text{ ksi}$$

$$Lb_y = 9.24 \text{ ft} \quad K_y = 1 \quad r_{ey} = \frac{k_y * Lb_y}{r_y} = 107.28 < 200$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{r_{ey}^2} = 24.87 \text{ ksi}$$

Paso 3. Cálculo de la capacidad de la compresión disponible.

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 1.85 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} = 24.87 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 1.85 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ex} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 78.00 \text{ kip} > 45.57 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 1.85 < 2.25 \quad F_{cry} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} = 24.87 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 1.85 > 2.25 \quad F_{cry} = 0.877 * F_{ey} = N.A$$

¹ Miembro altamente dúctil.

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 78.27 \text{ kip} > 45.57 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

Paso 4. Cálculo de capacidad de tensión disponible.

a) Revisión por fluencia.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 169.74 \text{ kip} > 35.58 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

Paso 5. Determinación de efectos de segundo orden

La columna será diseñada considerando el código de diseño, por lo tanto, será tomado en cuenta el efecto de segundo orden. Por lo tanto, la resistencia a la compresión axial incluyendo efecto de segundo orden determinado en la ASIC 360-16 Apéndice 8 Método análisis aproximado de segundo orden.

$$P_r = P_{nt1} + B_2 P_{lt} \quad \text{Ecuación 5. 18}$$

Donde B_2 es igual a:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e \text{ entrepiso}}}} \geq 1 \quad \text{Ecuación 5. 19}$$

$\alpha=1$ para LRFD.

$P_{entrepiso}$ =Corresponde al peso total del nivel por lo cual tomamos este dato de sap 2000
Combinación C2=1,178.105 kip

$$P_{e \text{ entrepiso}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \geq 1 \quad \text{Ecuación 5. 20}$$

$R_M=1$ Para marcos arriostrados.

H =Tomamos el valor de cortante obtenido del método de la fuerza equivalente=134.425 kip

L =La altura del entrepiso es igual a 9.842 ft.

Δ_H =Deriva del entrepiso debido a la fuerza sísmica por el método de fuerza equivalente.

Igualmente lo tomaremos de sap 2000=0.0077 ft.

$$P_{e \text{ entrepiso}} = 170828.66 \text{ kip}$$

$$B_2 = 1.007 \geq 1$$

P_{nt} =Valor del sap 2000 de carga axial de Combinación C2=8.86 kip

P_{lt} = Valor del sap 2000 de carga axial de Combinación solamente sismo F_{sx} =38.213 kip

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 47.337 \text{ kip}$$

Tabla 5. 3 Resumen de capacidad del elemento R-1 (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS | |
|--|------------|-----------|-------------|-------------|----|
| P_{uc} | 45.650 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| P_{ut} | 35.577 kip | P_{nt} | 169.740 kip | FLUENCIA OK | OK |
| | | P_{nt} | 101.58 kip | FRACTURA OK | OK |
| P_r | 47.337 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| La sección cumple con los requisitos. | | | | | |

Paso 5. Determinación de resistencia espera.

Por tensión:

$$P_{te} = R_y * F_y * A_g = 264.04 \text{ kip}$$

Por compresión:

$$P_{cex} = 1.14 * F_{crx} * A_g = 101.35 \text{ kip}$$

$$P_{cey} = 1.14 * F_{cry} * A_g = 101.35 \text{ kip}$$

$$P_{te} = 264.04 \text{ kip}$$

El valor a considerar como la resistencia a compresión es 101.35 kip.

Por pospandeo.

$$P_{cp} = 30\%(1.14 * F_{cr} * A_g) = 30.40 \text{ kip}$$

5.4. Diseño de columna.

Se realizará el diseño de las columnas por niveles tanto para los marcos tipo SMF Y SCBF.

5.4.1. Columnas Marco SMF.

PRIMER NIVEL CM-1: Elemento analizado Frame-132

Tabla 5. 4 Valores de entrada para diseño de elementos CM-1 (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB-10 | Perfil | W21x68 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 102.965 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_t | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_b | 0.9 |
| V_x | 19.141 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_y | 0.854 kip | F_u | 65 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| M_{ux} | 130.89 kip-ft | R_y | 1.1 | | |
| M_{uy} | 3.266 kip-ft | R_t | 1.1 | | |
| T_u | 0.0002527 kip | L_b | 9.843 ft | | |

Tabla 5. 5 Propiedades del perfil de acero W21x68 (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017)

| PROPIEDADES DEL PERFIL | | | | | | | |
|--------------------------|--------|-----------------|------------------------|------|-----------------|-----------------------|----------------------|
| A | 20 | in ² | wt. /ft. | 68 | plf. | Z_y | 24.4 in ³ |
| d | 21.1 | in. | bf/(2*tf) | 6.04 | | r_{ts} | 2.17 in. |
| t_w | 0.43 | in. | h/t_w | 43.6 | | h_o | 20.4 in. |
| bf | 8.27 | in. | I_x | 1480 | in ⁴ | J | 2.45 in ⁴ |
| tf | 0.685 | in. | S_x | 140 | in ³ | C_w | 6760 in ⁶ |
| k_(des) | 1.19 | in. | r_x | 8.6 | in. | a | 84.52 in. |
| k_(det) | 1.375 | in. | Z_x | 160 | in ³ | W_{no} | 42.2 in ² |
| k₁ | 0.875 | in. | I_y | 64.7 | in ⁴ | S_w | 59.8 in ⁴ |
| T | 18.375 | in. | S_y | 15.7 | in ³ | Q_t | 27.4 in ³ |
| gage | 5.5 | in. | r_y | 1.8 | in. | Q_w | 78.7 in ³ |

Paso 1. Requerimiento mínimo de columnas AISC-358-16 SECCION 5.3.2

1. La columna es un miembro de patín ancho, rolado o miembro armado conforme a sección 5.3.2.
2. La viga está conectada al patín de la columna.
3. No hay límite en el peso de las columnas.
4. No hay requisitos adicionales para el espesor del patín.
5. Las relaciones ancho /espesor para los patines y el alma de la columna serán conforme a los requerimientos de las AISC 341-16. Tabla D1.1 **CUMPLE**

Paso 2. Revisión de relación ancho/ espesor.**Revisión del patín.**

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 6.04 \quad \text{Ecuación 5. 21}$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35 \quad \text{Ecuación 5. 22}$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE} \quad \text{MAD}$$

Revisión del alma

$$\phi_c P_y = \phi_c R_y F_y A_g = 990.00 \text{ kip} \quad \text{Ecuación 5. 23}$$

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c P_y} = 0.104 \leq 0.114 \quad \text{Ecuación 5. 24}$$

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) = 52.63 \quad \text{Ecuación 5. 25}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 43.60 \quad \text{Ecuación 5. 26}$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE} \quad \text{MAD}$$

Paso 3. Cálculo de capacidad de tensión disponible.**Revisión por fluencia.**

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 990.00 \text{ kip}$$

Paso 4. Cálculo de relación de esbeltez.

$$Lb_x = 9.843 \text{ ft} \quad K_x = 1 \quad r_{ex} = \frac{k_x * Lb_x}{r_x} = 13.73 < 200 \quad \text{Ecuación 5. 27}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 1517.47 \text{ ksi} \quad \text{Ecuación 5. 28}$$

$$Lb_y = 9.843 \text{ ft} \quad K_y = 1 \quad r_{ey} = \frac{k_y * Lb_y}{r_y} = 65.62 < 200$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{r_{ey}^2} = 66.48 \text{ ksi}$$

Paso 5. Cálculo de la capacidad de la compresión disponible.

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.03 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} = 49.32 \text{ ksi} \quad \text{Ecuación 5. 29}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.03 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ex} = N.A \quad \text{Ecuación 5. 30}$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 887.67 \text{ kip} > 102.97 \text{ kip} \quad \text{ok} \quad \text{Ecuación 5. 31}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.03 < 2.25 \quad F_{cry} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} = 36.50 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.03 > 2.25 \quad F_{cry} = 0.877 * F_{ey} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{cry} A_g = 656.94 \text{ kip} > 102.97 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

Paso 6. Cálculo de la capacidad a flexión disponible.**En el Eje-X**

$$L_b = 9.843 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.36 \text{ ft} \quad \text{Ecuación 5. 32}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 18.73 \text{ ft} \quad \text{Ecuación 5. 33}$$

$L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow$ Entra en el rango del comportamiento inelástico.

$$M_n = F_y Z_x = 666.67 \text{ kip} - \text{ft} \quad \text{Ecuación 5. 34}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 5. 35}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad \text{Ecuación 5. 36}$$

$C_b = 2.163$ **Nota: Se toma el valor suministrado por Sap 2000.**

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 4022.513 \text{ kip} - \text{ft} \geq 666.67 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 666.67 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 600.00 \text{ kip} - \text{ft} > 130.890 \text{ kip} - \text{ft}$$

En el Eje-Y

$$L_b = 9.843 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 30.38 \text{ ft}$$

$$M_n = F_y Z_y = 101.67 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 101.67 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 91.50 \text{ kip} - \text{ft} > 3.266 \text{ kip} - \text{ft} \quad \text{ok}$$

Paso 7. Aplicación de la ecuación de interacción

$$\frac{P_r}{\phi_c P_c} = 0.15 < 0.20 \Rightarrow \text{Usar la ecuación H1 - 1b}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5. 37}$$

$$\frac{102.965 \text{ kip}}{2 * 656.97 \text{ kip}} + \left(\frac{130.89 \text{ kip} - \text{ft}}{600.00 \text{ kip} - \text{ft}} + \frac{3.266 \text{ kip} - \text{ft}}{91.50 \text{ kip} - \text{ft}} \right) = 0.332 \leq 1.0 \quad \text{ok}$$

Paso 8. Cálculo de capacidad al cortante.

Cortante en dirección Eje-X.

$$h = d - 2k_{des} = 18.72 \text{ in} \quad a = d - 2t_f = 19.73 \text{ in} \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 9.501$$

$$\frac{h}{t_w} = 43.6 \quad \frac{h}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 77.85 \quad C_{v1} = 1 \quad A_w = dt_w = 9.073 \text{ in}^2$$

$$\phi_{vx} V_n = \phi_{vx} 0.6 F_y A_w C_{v1} = 272.19 \text{ kip} \geq 19.141 \text{ kip} \quad \text{ok} \quad \text{Ecuación 5. 38}$$

Cortante en dirección Eje-Y.

$$A_w = b_f t_f = 3.535 \text{ in}^2 \quad k_v = 1.2$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 43.6 \quad \frac{b_f}{2t_f} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 27.66 \quad C_{v2} = 1$$

$$\phi_{vy} V_n = 2\phi_{vy} 0.6 F_y A_w C_{v2} = 305.91 \text{ kip} \geq 0.854 \text{ kip} \quad \text{ok} \quad \text{Ecuación 5. 39}$$

NOTA: La sección cumple con los requisitos.

A continuación, se presenta en la Tabla 5. 6 un resumen con los valores de las fuerzas actuantes y los valores de capacidad de diseño del elemento CM-1.

Tabla 5. 6 Resumen de capacidad del elemento CM-1 (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|-----------------------------------|--|----------------|
| P_{uc} | 102.965 kip | P_{nc} | 656.97 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 900.00 kip | OK |
| V_x | 19.141 kip | V_{nx} | 272.19 kip | OK |
| V_y | 0.854 kip | V_{ny} | 305.91 kip | OK |
| M_{ux} | 130.89 kip-ft | M_{nx} | 600.00 kip-ft | $C_b=2.163$ OK |
| M_{uy} | 3.266 kip-ft | M_{ny} | 91.5 kip-ft | OK |
| T_u | 0.0002527 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.15 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.332 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |

SEGUNDO NIVEL CM-3: Elemento analizado Frame-140.

Tabla 5. 7 Valores de entrada para diseño de elemento CM-3 (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB-10 | Perfil | W21x50 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 45.747 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 14.528 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 0.799 kip | F_u | 65 ksi | | |
| M_{ux} | 82.81 kip-ft | R_y | 1.1 | | |
| M_{uy} | 4.064 kip-ft | R_t | 1.1 | | |
| T_u | 0.0002227 kip | L_b | 9.843 ft | | |

Tabla 5. 8 Propiedades del perfil de acero W21x50 (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017).

| PROPIEDADES DEL PERFIL | | | | | | | | |
|------------------------|--------|-----------------|--|------|------|-----------------------|-------|-----|
| A | 14.7 | in ² | wt. /ft. | 50 | plf. | Z_y | 12.2 | in3 |
| d | 20.8 | in. | b_f/(2*t_f) | 6.1 | | r_{ts} | 1.64 | in. |
| t_w | 0.38 | in. | h/t_w | 49.4 | | h_o | 20.3 | in. |
| b_f | 6.53 | in. | I_x | 984 | in4 | J | 1.14 | in4 |
| t_f | 0.535 | in. | S_x | 94.5 | in3 | C_w | 2570 | in6 |
| k (des) | 1.04 | in. | r_x | 8.18 | in. | a | 76.40 | in. |
| k (det) | 1.25 | in. | Z_x | 110 | in3 | W_{no} | 33.1 | in2 |
| k₁ | 0.8125 | in. | I_y | 24.9 | in4 | S_w | 28.9 | in4 |
| T | 18.375 | in. | S_y | 7.64 | in3 | Q_f | 16.7 | in3 |
| gage | 5.5 | in. | r_y | 1.3 | in. | Q_w | 53.9 | in3 |

Paso 1. Requerimiento mínimo de columnas AISC-358-16 SECCION 5.3.2

1. La columna es un miembro de patín ancho, rolado o miembro armado conforme a sección 5.3.2.
2. La viga está conectada al patín de la columna.
3. No hay límite en el peso de las columnas.
4. No hay requisitos adicionales para el espesor del patín.

-
5. Las relaciones ancho /espesor para los patines y el alma de la columna serán conforme a los requerimientos de las AISC 341-16. Tabla D1.1 **CUMPLE**

Paso 2. Revisión de relación ancho/ espesor.

Revisión del patín.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 6.10$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE MAD}$$

Revisión del alma

$$\phi_c P_y = \phi_c R_y F_y A_g = 727.65 \text{ kip}$$

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c P_y} = 0.063 \leq 0.114$$

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) = 55.15$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49.40$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE MAD}$$

Paso 3. Cálculo de capacidad de tensión disponible.

Revisión por fluencia.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 661.500 \text{ kip}$$

Paso 4. Cálculo de relación de esbeltez.

$$L b_x = 9.846 \text{ ft} \quad K_x = 1 \quad r_{ex} = \frac{k_x * L b_x}{r_x} = 14.44 < 200$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 1372.87 \text{ ksi}$$

$$L_{by} = 9.843 \text{ ft} \quad K_y = 1 \quad r_{ey} = \frac{k_y * L_{by}}{r_y} = 90.85 < 200$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{r_{ey}^2} = 34.67 \text{ ksi}$$

Paso 5. Cálculo de la capacidad de la compresión disponible.

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.03 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} = 49.24 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.03 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ex} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 651.49 \text{ kip} > 45.747 \text{ kip} \quad ok$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.03 < 2.25 \quad F_{cry} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} = 27.34 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.03 > 2.25 \quad F_{cry} = 0.877 * F_{ey} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{cry} A_g = 361.75 \text{ kip} > 45.747 \text{ kip} \quad ok$$

Paso 6. Cálculo de la capacidad a flexión disponible.

En el Eje-X

$$L_b = 9.843 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.59 \text{ ft}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 13.59 \text{ ft}$$

$L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow$ Entra en el rango del comportamiento inelástico.

$$M_n = F_y Z_x = 458.33 \text{ kip} - ft$$

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

$$C_b = 2.218$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 4706.14 \text{ kip} - ft \geq 458.33 \text{ kip} - ft$$

$$M_n = 458.33 \text{ kip} - ft \Rightarrow \phi_b M_n = 412.50 \text{ kip} - ft > 82.811 \text{ kip} - ft$$

En el Eje-Y

$$L_b = 9.843 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.89 \text{ ft}$$

$$M_n = F_y Z_y = 50.833 \text{ kip} - ft$$

$$M_n = 50.833 \text{ kip} - ft \Rightarrow \phi_b M_n = 45.75 \text{ kip} - ft > 4.064 \text{ kip} - ft \text{ ok}$$

Paso 7. Aplicación de la ecuación de interacción

$$\frac{P_r}{\phi_c P_c} = 0.12 < 0.20 \Rightarrow \text{Usar la ecuación H1 - 1b}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{45.747 \text{ kip}}{2 * 361.73 \text{ kip}} + \left(\frac{82.81 \text{ kip} - ft}{412.50 \text{ kip} - ft} + \frac{4.064 \text{ kip} - ft}{45.75 \text{ kip} - ft} \right) = 0.353 \leq 1.0 \text{ ok}$$

Paso 8. Cálculo de capacidad al cortante.

Cortante en dirección Eje-X.

$$h = d - 2k_{des} = 18.72 \text{ in} \quad a = d - 2t_f = 19.73 \text{ in} \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 9.501$$

$$\frac{h}{t_w} = 49.40 \quad \frac{h}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 77.85 \quad C_{v1} = 1 \quad A_w = dt_w = 7.904 \text{ in}^2$$

$$\phi_{vx} V_n = \phi_{vx} 0.6 F_y A_w C_{v1} = 237.12 \text{ kip} \geq 14.528 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

Cortante en dirección Eje-Y.

$$A_w = b_f t_f = 3.494 \text{ in}^2 \quad k_v = 1.2$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.10 \quad \frac{b_f}{2t_f} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 27.66 \quad C_{v2} = 1$$

$$\phi_{vy} V_n = 2\phi_{vy} 0.6 F_y A_w C_{v2} = 188.65 \text{ kip} \geq 0.799 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

NOTA: La sección cumple con los requisitos.

A continuación, se presenta en el resumen con los valores de las fuerzas actuantes y los valores de capacidad de diseño del elemento CM-3.

Tabla 5. 9 Resumen de capacidad del elemento CM-3 (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|---------------|--|
| P_{uc} | 45.747 kip | P_{nc} | 361.75 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 661.50 kip | OK |
| V_x | 14.528 kip | V_{nx} | 237.12 kip | OK |
| V_y | 0.799 kip | V_{ny} | 188.65 kip | OK |
| M_{ux} | 82.81 kip-ft | M_{nx} | 412.50 kip-ft | C_b=2.218 OK |
| M_{uy} | 4.064 kip-ft | M_{ny} | 45.750 kip-ft | OK |
| T_u | 0.0002227 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.127 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.353 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | | La sección cumple con los requisitos. |

5.4.2. Columnas Marco SCBF.

PRIMER NIVEL CM-1: Elemento analizado Frame-152.

Tabla 5. 10 Valores de entrada para diseño de elemento CM-1 (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB-5 | Perfil | W21x73 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 169.363 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 7.406 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.292 kip | F_u | 65 ksi | | |
| M_{ux} | 60.550 kip-ft | R_y | 1.1 | | |
| M_{uy} | 5.141 kip-ft | R_t | 1.1 | | |
| T_u | 0.0002308 kip | L_b | 9.843 ft | | |

Tabla 5. 11 Propiedades del perfil de acero W21x73 (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017).

| PROPIEDADES DEL PERFIL | | | | | | | | |
|--------------------------|--------|-----------------|--|------|-----------------|-----------------------|-------|-----------------|
| A | 21.5 | in ² | wt. /ft. | 73 | plf. | Z_y | 26.6 | in ³ |
| d | 21.2 | in. | b_f/(2*t_f) | 5.6 | | r_{ts} | 2.19 | in. |
| t_w | 0.455 | in. | h/t_w | 41.2 | | h_o | 20.5 | in. |
| b_f | 8.3 | in. | I_x | 1600 | in ⁴ | J | 3.02 | in ⁴ |
| t_f | 0.74 | in. | S_x | 151 | in ³ | C_w | 7410 | in ⁶ |
| k_(des) | 1.24 | in. | r_x | 8.64 | in. | a | 79.71 | in. |
| k_(det) | 1.4375 | in. | Z_x | 172 | in ³ | W_{no} | 42.5 | in ² |
| k₁ | 0.875 | in. | I_y | 70.6 | in ⁴ | S_w | 65.2 | in ⁴ |
| T | 18.375 | in. | S_y | 17 | in ³ | Q_t | 29.7 | in ³ |
| gage | 5.5 | in. | r_y | 1.81 | in. | Q_w | 85 | in ³ |

Paso 1. Determinación de las fuerzas críticas de diseño.

Para este paso es necesario realizar un análisis en cual se tome en cuenta lo señalado en AISC 341-16 Seismic Provisions Section F2.3 (Mechanism Analysis).

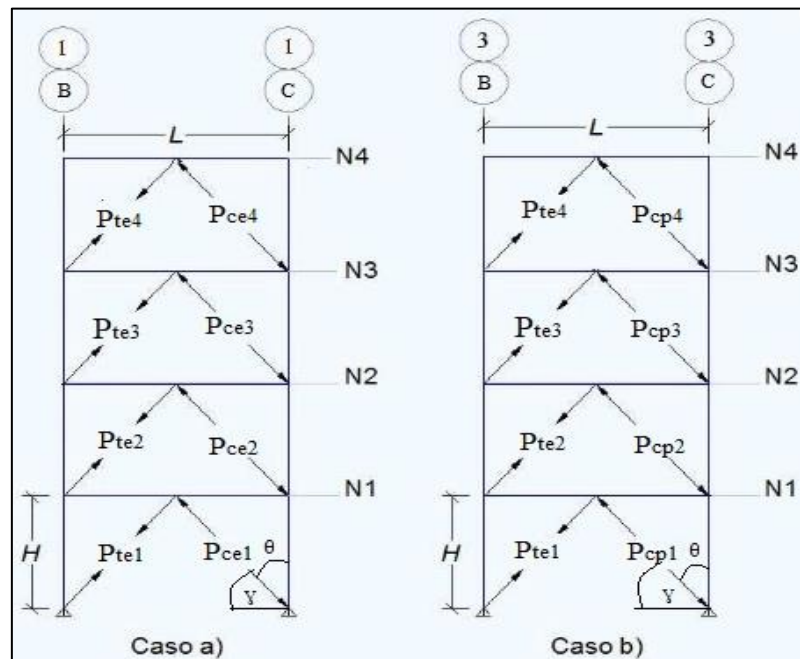


Ilustración 5. 1 Marco arriostrado con sus resistencias esperadas en compresión tensión y pospandeo.

- a) Un análisis en el que se asume que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tracción.
- b) Un análisis en el que se asume que todos los arriostramientos en tracción resistan fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y que los arriostramientos en compresión resisten su resistencia esperada de post-pandeo.

La carga a compresión sobre la columna en estudio CM-1 por caso sísmico, correspondiente al primer nivel del eje C, tomando la dirección de la gravedad como signo positivo será:

Caso A, Donde:

Resistencia esperadas de tensión.

$$P_{te1} = 264.04 \text{ kip} = P_{te2} = P_{te3} = P_{te4} \quad \gamma = 47.4896^\circ$$

Resistencia esperada de compresión.

$$P_{ce1} = 102.00 \text{ kip} = P_{ce2} = P_{ce3} = P_{ce4} \quad \theta = 42.5104^\circ$$

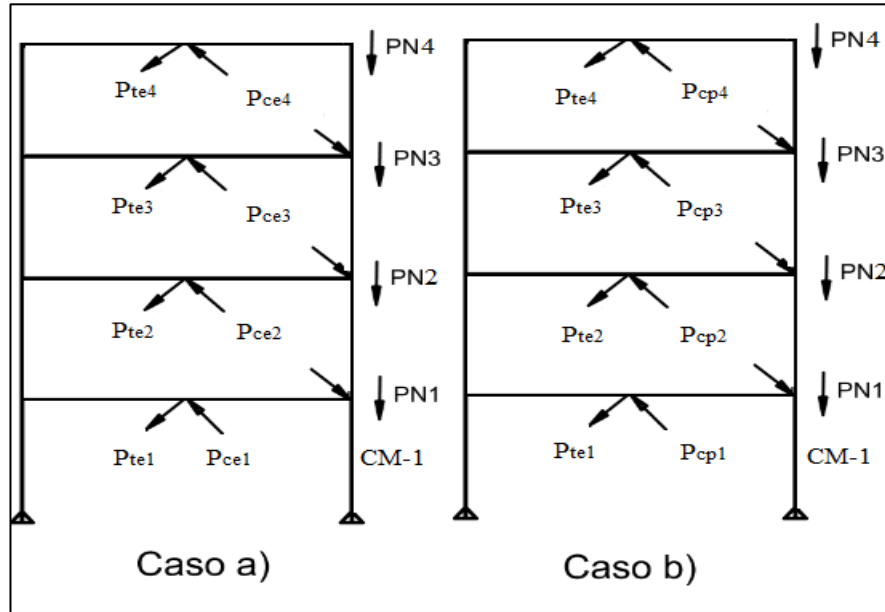


Ilustración 5.2 Diagrama de fuerzas del marco generado con sus resistencias esperadas de compresión, tensión y pospandeo.

Carga distribuida a la columna en el primer nivel por la resistencia esperada de diagonales.

$$P_{N1} = \frac{(P_{te1} - P_{te2} - P_{ce1} + P_{ce2}) * \sin \gamma}{2} = 0.00 \text{ kip} = P_{N2} = P_{N3}$$

$$P_{N4} = \frac{(P_{te4} - P_{ce4}) * \sin \gamma}{2} = 59.72 \text{ kip}$$

$$P_{Emh_a} = (P_{ce2} + P_{ce3} + P_{ce4}) * \cos \theta + P_{N1} + P_{N2} + P_{N3} + P_{N4} = 285.20 \text{ kip}$$

Caso B, Donde:

Resistencia esperadas de tensión.

$$P_{te1} = 264.04 \text{ kip} = P_{te2} = P_{te3} = P_{te4} \quad \gamma = 47.4896^\circ$$

Resistencia esperada de compresión pos-pandeo.

$$P_{cp1} = 30.40 \text{ kip} = P_{cp2} = P_{cp3} = P_{cp4} \quad \theta = 42.5104^\circ$$

Carga distribuida a la columna en el primer nivel por la resistencia esperada de diagonales.

$$P_{N1} = \frac{(P_{te1} - P_{te2} - P_{ce1} + -P_{cp1}) * \sin \gamma}{2} = 0.00 \text{ kip} = P_{N2} = P_{N3}$$

$$P_{N4} = \frac{(P_{te4} - P_{cp4}) * \sin \gamma}{2} = 86.05 \text{ kip}$$

$$P_{Emh b} = (P_{cp2} + P_{cp3} + P_{cp4}) * \cos \theta + P_{N1} + P_{N2} + P_{N3} + P_{N4} = 153.68 \text{ kip}$$

Se toma el valor mayor de los obtenidos $P_{Emh} = 285.29 \text{ kip}$

La carga a tracción impuesta sobre la columna en estudio CM-1 por caso sísmico, correspondiente al primer nivel del eje C, tomando la dirección de la gravedad como signo positivo será:

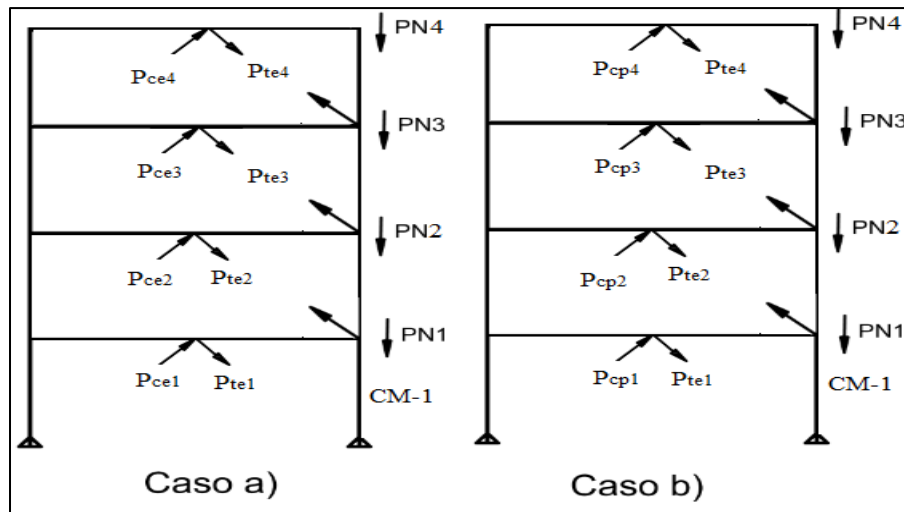


Ilustración 5.3 Diagrama de fuerzas de los marcos generadas con sus resistencias esperadas de compresión, tensión y pospandeo

Caso A, Donde:

$$P_{N1} = \frac{(P_{te1} - P_{te2} - P_{ce1} + P_{ce2}) * \sin \gamma}{2} = 0.00 \text{ kip} = P_{N2} = P_{N3}$$

$$P_{N4} = \frac{(P_{te4} - P_{ce4}) * \sin \gamma}{2} = 59.72 \text{ kip}$$

$$T_{Emh_a} = (P_{te2} + P_{te3} + P_{te4}) * \cos \theta + P_{N1} + P_{N2} + P_{N3} + P_{N4} = -524.19 \text{ kip}$$

Caso B, Donde:

Carga distribuida a la columna en el primer nivel por la resistencia esperada de diagonales.

$$P_{N1} = \frac{(P_{te1} - P_{cp1}) * \sin \gamma}{2} = 86.04 \text{ kip} = P_{N2} = P_{N3} = P_{N4}$$

$$T_{Emh_b} = (P_{te2} + P_{te3} + P_{te4}) * \cos \theta + P_{N1} + P_{N2} + P_{N3} + P_{N4} = -497.87 \text{ kip}$$

Se toma el valor mayor de los obtenidos $T_{Emh} = -524.19 \text{ kip}$

La resistencia requerida a compresión de la columna se obtiene según la combinación de carga que incluyen la carga sísmica y sea crítica. Del análisis obtenemos los valores de axial correspondiente a carga muerta (CM) y carga viva (CV).

$$CM = 51.158 \text{ kip} \qquad CV = 40.383 \text{ kip}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 386.94 \text{ kip}$$

$$C15 = 0.9CM + T_{Emh} + CV = -437.76 \text{ kip}$$

Paso 2. Determinación de efectos de segundo orden

La columna será diseñada considerando el código de diseño, por lo tanto, será tomado en cuenta el efecto de segundo orden. Por lo tanto, la resistencia a la compresión axial incluyendo efecto de segundo orden determinado en la ASIC 360-16 Apéndice 8 Método análisis aproximado de

segundo orden.

$$P_r = P_{nt1} + B_2 P_{lt} \quad \text{Ecuación 5. 40}$$

Donde B_2 es igual a:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e\text{ entrepiso}}}} \geq 1 \quad \text{Ecuación 5. 41}$$

$\alpha=1$ para LRFD.

$P_{entrepiso}$ =Corresponde al peso total del nivel por lo cual tomamos este dato de sap 2000
Combinación C2=1,178.105 kip

$$P_{e\text{ entrepiso}} = R_M \frac{HL}{\Delta H} \geq 1 \quad \text{Ecuación 5. 42}$$

$R_M=1$ Para marcos arriostrados.

H =Tomamos el valor de cortante obtenido del método de la fuerza equivalente=134.425 kip

L =La altura del entrepiso es igual a 9.842 ft.

ΔH =Deriva del entrepiso debido a la fuerza sísmica por el método de fuerza equivalente.
Igualmente lo tomaremos de sap 2000=0.0077 ft.

$$P_{e\text{ entrepiso}} = 171,828.66 \text{ kip}$$

$$B_2 = 1.007 \geq 1$$

P_{nt} =Valor del sap 2000 de carga axial de Combinación C2=125.846 kip

P_{lt} = Valor del sap 2000 de carga axial de Combinación solamente sismo $F_{sx}=64.093$ kip

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 190.381 \text{ kip}$$

Paso 3. Revisión de relación ancho/ espesor.

Revisión del patín.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 5.61$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35$$

$$\lambda < \lambda_{hd}$$

CUMPLE MAD

Revisión del alma

$$\phi_c P_y = \phi_c R_y F_y A_g = 1064.5 \text{ kip}$$

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c P_y} = 0.16 \leq 0.114$$

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) = 50.94$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 40.38$$

$$\lambda < \lambda_{hd}$$

CUMPLE MAD

Paso 4. Cálculo de capacidad de tensión disponible.

Revisión por fluencia.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 967.50 \text{ kip}$$

Paso 5. Cálculo de relación de esbeltez.

$$L b_x = 9.843 \text{ ft} \quad K_x = 1 \quad r_{ex} = \frac{k_x * L b_x}{r_x} = 13.67 < 200$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 1531.62 \text{ ksi}$$

$$L b_y = 9.843 \text{ ft} \quad K_y = 1 \quad r_{ey} = \frac{k_y * L b_y}{r_y} = 65.25 < 200$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{r_{ey}^2} = 67.22 \text{ ksi}$$

Paso 6. Cálculo de la capacidad de la compresión disponible.

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.03 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} = 49.32 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.03 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ex} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 954.37 \text{ kip} > 169.37 \text{ kip} \quad ok$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.74 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} = 36.62 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.74 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ey} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 708.66 \text{ kip} > 169.37 \text{ kip} \quad ok$$

Paso 7. Cálculo de la capacidad a flexión disponible.**En el Eje-X**

$$L_b = 9.843 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.39 \text{ ft}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 19.25 \text{ ft}$$

$L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow$ Entra en el rango del comportamiento inelástico.

$$M_n = F_y Z_x = 716.67 \text{ kip} - \text{ft}$$

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

$$C_b = 1.929$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 3746.73 \text{ kip} - \text{ft} \geq 716.67 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 716.67 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 645.00 \text{ kip} - \text{ft} > 60.55 \text{ kip} - \text{ft}$$

En el Eje-Y

$$L_b = 9.843 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 30.52 \text{ ft}$$

$$M_n = F_y Z_y = 110.83 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 110.83 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 99.75 \text{ kip} - \text{ft} > 5.15 \text{ kip} - \text{ft} \quad \text{ok}$$

Paso 8. Aplicación de la ecuación de interacción

$$\frac{P_r}{\phi_c P_c} = 0.24 > 0.20 \Rightarrow \text{Usar la ecuación H1 - 1a}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + 8/9 \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{169.363 \text{ kip}}{708.66 \text{ kip}} + 8/9 \left(\frac{60.55 \text{ kip} - \text{ft}}{645.00 \text{ kip} - \text{ft}} + \frac{5.141 \text{ kip} - \text{ft}}{99.75 \text{ kip} - \text{ft}} \right) = 0.36 \leq 1.0 \quad \text{ok}$$

Paso 9. Cálculo de capacidad al cortante.

Cortante en dirección Eje-X.

$$h = d - 2k_{des} = 18.72 \text{ in} \quad a = d - 2t_f = 19.72 \text{ in} \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5.34$$

$$\frac{h}{t_w} = 41.20 \quad \frac{h}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 61.22 \quad C_{v1} = 1 \quad A_w = dt_w = 9.646 \text{ in}^2$$

$$\phi_{vx} V_n = \phi_{vx} 0.6 F_y A_w C_{v1} = 289.38 \text{ kip} \geq 7.41 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

Cortante en dirección Eje-Y.

$$A_w = b_f t_f = 3.535 \text{ in}^2 \quad k_v = 1.2$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 43.6 \qquad \frac{b_f}{2t_f} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 27.66 \qquad C_{v2} = 1$$

$$\phi_{vy} V_n = 2\phi_{vy} 0.6 F_y A_w C_{v2} = 331.67 \text{ kip} \geq 1.30 \text{ kip} \quad \text{ok}$$

NOTA: La sección cumple con los requisitos.

A continuación, se presenta una tabla resumen con los valores de las fuerzas actuantes y los valores de capacidad de diseño del elemento CM-1.

Tabla 5.12 Resumen de capacidad del elemento CM-1 Marco SCBF (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 169.363 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 7.406 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 1.292 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 60.550 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=1.929 OK |
| M_{uy} | 5.141 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.0002308 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.23 > 0.2 | Usar la ecuación H1-1a | | |
| EIT= | 0.4 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |
| C3P_{Emh} | 386.94 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| C15T_{Emh} | 437.76 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| P_r | 190.381 kip | P_{nc} | 708.66 kip | B₂=1.007 OK |

De igual manera se realiza la obtención de las fuerzas generadas para la columna correspondiente al segundo nivel, tercer nivel y cuarto nivel en el marco arriostrado y se presentan los resultados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia., ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia., ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

5.5. Diseño de viga principales.

5.5.1. Vigas Marco SMF

PRIMER NIVEL VM-1: Elemento analizado Frame-107

Tabla 5. 13 Valores de entrada para diseño de elementos VM-1 (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|--------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-8 | Perfil | W16x40 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 83.546 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 18.54 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.611 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 69.66 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 2.718 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.033 kip | L_b | 17.927 ft | | |
| | | L_{brx} | 17.927 ft | | |
| | | L_{bry} | 4.921 ft | | |

Tabla 5. 14 Propiedades del perfil de acero W16x40. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017).

| PROPIEDADES DEL PERFIL | | | | | | | | |
|--------------------------|--------|-----------------|--|------|-----------------|-----------------------|-------|-----------------|
| A | 11.8 | in ² | wt. /ft. | 40 | plf. | Z_y | 12.7 | in ³ |
| D | 16 | in. | b_f/(2*t_f) | 6.93 | | r_{ts} | 1.86 | in. |
| t_w | 0.305 | in. | h/t_w | 46.5 | | h_o | 15.5 | in. |
| b_f | 7 | in. | I_x | 518 | in ⁴ | J | 0.794 | in ⁴ |
| t_f | 0.505 | in. | S_x | 64.7 | in ³ | C_w | 1730 | in ⁶ |
| k_(des) | 0.907 | in. | r_x | 6.63 | in. | a | 75.11 | in. |
| k_(det) | 1.1875 | in. | Z_x | 73 | in ³ | W_{no} | 27.1 | in ² |
| k₁ | 0.8125 | in. | I_y | 28.9 | in ⁴ | S_w | 24 | in ⁴ |
| T | 13.625 | in. | S_y | 8.25 | in ³ | Q_t | 13.1 | in ³ |
| gage | 3.5 | in. | r_y | 1.57 | in. | Q_w | 36 | in ³ |

Paso 1. Requerimiento mínimo de columnas AISC-358-16 SECCION 5.3.2

6. La viga es un miembro de patín ancho, rolado o miembro armado conforme a sección 5.3.2.
7. El espesor del patín está limitado a un valor menor de 13/4 in. **CUMPLE**
8. La relación claro libre-peralte no debe ser menor de 7 (SMF) $L_n/d=14.76$ **CUMPLE**
9. Las relaciones ancho /espesor para los patines y el alma de la columna serán conforme a los requerimientos de las AISC 341-16. Tabla D1.1 **CUMPLE**

Paso 2. Revisión de relación ancho/ espesor.**Revisión del patín.**

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 6.93$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE MAD}$$

Revisión del alma

$$\phi_c P_y = \phi_c R_y F_y A_g = 584.10 \text{ kip}$$

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c P_y} = 0.14 \geq 0.114$$

$$\lambda_{hd} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) = 51.26$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 46.50$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \text{CUMPLE MAD}$$

Paso 3. Cálculo de capacidad de tensión disponible.**Revisión por fluencia.**

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 531.00 \text{ kip}$$

Paso 4. Cálculo de relación de esbeltez.

$$Lb_x = 17.927 \text{ ft} \quad K_x = 1 \quad r_{ex} = \frac{k_x * Lb_x}{r_x} = 32.45 < 200$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 271.87 \text{ ksi}$$

$$Lb_y = 17.927 \text{ ft} \quad K_y = 1 \quad r_{ey} = \frac{k_y * Lb_y}{r_y} = 137.02 < 200$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{r_{ey}^2} = 15.25 \text{ ksi}$$

Paso 5. Cálculo de la capacidad de la compresión disponible.

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.18 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} = 46.30 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.18 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ex} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 491.66 \text{ kip}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.18 < 2.25 \quad F_{cry} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} = N.A$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 3.27 > 2.25 \quad F_{cry} = 0.877 * F_{ey} = 13.37 \text{ ksi}$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{cry} A_g = 141.99 \text{ kip}$$

Nota: En el eje Y se encuentra arriostrada por la losa mixta, pudiéndose omitir la capacidad resistente de la viga en ese eje.

Paso 6. Cálculo de la capacidad a flexión disponible.

$$L_{pmax} = 0.19 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.456 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.456 \text{ ft}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 15.894 \text{ ft}$$

$L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow$ Entra en el rango del comportamiento inelástico.

$$M_n = F_y Z_x = 304.17 \text{ kip} - \text{ft}$$

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

$$C_b = 2.575$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 478.714 \text{ kip} - \text{ft} \geq 304.17 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 304.17 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 273.750 \text{ kip} - \text{ft} > 69.750 \text{ kip} - \text{ft}$$

En el Eje-Y

$$L_b = 17.927 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 23.418 \text{ ft}$$

$$M_n = F_y Z_y = 52.917 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 52.917 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 47.625 \text{ kip} - \text{ft} > 2.400 \text{ kip} - \text{ft} \quad \text{ok}$$

Paso 7. Aplicación de la ecuación de interacción

$$\frac{P_r}{\phi_c P_c} = 0.59 > 0.20 \Rightarrow \text{Usar la ecuación H1 - 1a}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5. 43}$$

$$\frac{83.546 \text{ kip}}{141.99 \text{ kip}} + \frac{8}{9} \left(\frac{69.660 \text{ kip} - ft}{273.750 \text{ kip} - ft} + \frac{2.718 \text{ kip} - ft}{47.630 \text{ kip} - ft} \right) = 0.865 \leq 1.0 \quad ok$$

Paso 8. Cálculo de capacidad al cortante.

Cortante en dirección Eje-X.

$$h = d - 2k_{des} = 14.186 \text{ in} \quad a = d - 2t_f = 14.99 \text{ in} \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 9.478$$

$$\frac{h}{t_w} = 46.5 \quad \frac{h}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 77.762 \quad C_{v1} = 1 \quad A_w = dt_w = 4.88 \text{ in}^2$$

$$\phi_{vx} V_n = \phi_{vx} 0.6 F_y A_w C_{v1} = 146.40 \text{ kip} \geq 18.540 \text{ kip} \quad ok$$

Cortante en dirección Eje-Y.

$$A_w = b_f t_f = 3.535 \text{ in}^2 \quad k_v = 1.2$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.93 \quad \frac{b_f}{2t_f} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 27.66 \quad C_{v2} = 1$$

$$\phi_{vy} V_n = 2\phi_{vy} 0.6 F_y A_w C_{v2} = 190.89 \text{ kip} \geq 1.611 \text{ kip} \quad ok$$

Paso 9. Arriostamiento nodal para estabilidad del miembro.

Es necesario realizar la revisión del arriostamiento nodal para la viga.

$$\alpha_s M_r = \frac{R_y F_y Z_x}{\alpha_s} \Rightarrow \alpha_s M_r = 334.583 \text{ kip} - ft \quad \text{Ecuación 5. 44}$$

Cálculo de la fuerza puntual en el nodo.

$$L_{bmax} = 0.095 * \frac{r_y * E}{R_y * F_y} = 6.55 \text{ ft}$$

$$L_{bmax} = 6.55 \text{ ft.} \quad L_{bry} = 4.921 \text{ ft} \quad L_{bry} \leq L_{bmax} \quad P_{rb} = \frac{0.02 M_r C_d}{h_o} = 5.18 \text{ kip}$$

Rigidez requerida de arriostamiento lateral nodal.

$$C_d = 1$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) = 58.48 \text{ kip/in} \quad \text{Ecuación 5. 45}$$

Cálculo de rigidez axial de la viga.

$$k = \frac{AE}{L_y} = \beta_{br} \Rightarrow A \geq \beta_{br} \frac{L_y}{E} = 0.44 \text{ in}^2 \quad \text{Ecuación 5. 46}$$

NOTA: La sección cumple con los requisitos.

5.5.2. Vigas Marco SCBF

PRIMER NIVEL VM-1: Elemento analizado Frame-65

Tabla 5. 15 Valores de entrada para diseño de elementos VM-1 (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-5 | Perfil | W24x68 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 18.365 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 4.091 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.695 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 11.442 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 1.966 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.038 kip | L_b | 16.286 ft | | |
| | | L_{brx} | 8.143 ft | | |
| | | L_{bry} | 16.286 ft | | |

Tabla 5. 16 Propiedades del perfil de acero W24x68. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2017)

| PROPIEDADES DEL PERFIL | | | | | | | | |
|------------------------|--------|-----------------|--|------|-----------------|-----------------------|--------|-----------------|
| A | 20.1 | in ² | wt. /ft. | 68 | plf. | Z_y | 12.7 | in ³ |
| D | 23.7 | in. | b_f/(2*t_f) | 7.66 | | r_{ts} | 24.5 | in. |
| t_w | 0.415 | in. | h/t_w | 52 | | h_o | 2.3 | in. |
| b_f | 8.97 | in. | I_x | 1830 | in ⁴ | J | 23.1 | in ⁴ |
| t_f | 0.585 | in. | S_x | 154 | in ³ | C_w | 1.87 | in ⁶ |
| k (des) | 1.09 | in. | r_x | 9.55 | in. | a | 9430 | in. |
| k(det) | 1.5 | in. | Z_x | 177 | in ³ | W_{no} | 114.27 | in ² |
| k₁ | 1.0625 | in. | I_y | 70.4 | in ⁴ | S_w | 51.8 | in ⁴ |
| T | 20.75 | in. | S_y | 15.7 | in ³ | Q_t | 68 | in ³ |
| gage | 5.5 | in. | r_y | 1.87 | in. | Q_w | 28.9 | in ³ |

Paso 1. Determinación de las fuerzas críticas de diseño.

Para este paso es necesario realizar un análisis en cual se tome en cuenta lo señalado en AISC 341-16 Seismic Provisions Section F2.3 (Mechanism Analysis).

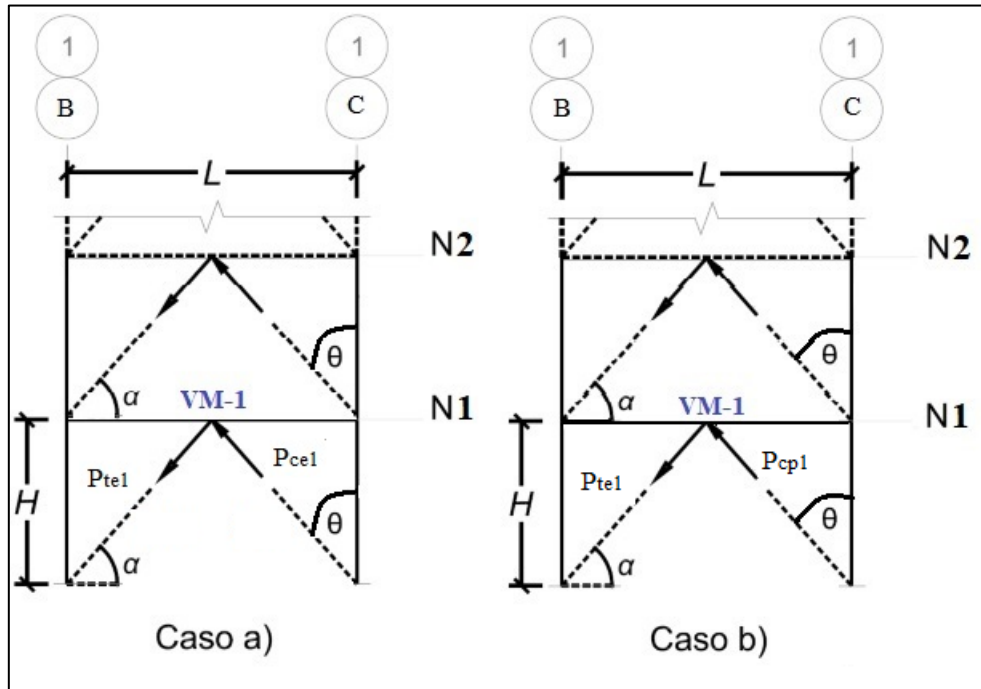


Ilustración 5. 4 Diagrama de fuerzas de resistencia esperada de compresión y tensión.

Caso A,

Resistencia esperadas de tensión.

$$P_{te1} = 264.04 \text{ kip} = P_{te2} = P_{te3} = P_{te4} \quad \alpha = 47.4896^\circ$$

Resistencia esperada de compresión.

$$P_{ce1} = 101.95 \text{ kip} = P_{ce2} = P_{ce3} = P_{ce4} \quad \theta = 42.5104^\circ$$

$$P_{y1} = (P_{te1} - P_{te2} - P_{cp1} + P_{cp2}) \sin \alpha = 0.00 \text{ kip}$$

Ecuación 5. 47

$$P_{y4} = (P_{te4} - P_{cp4}) \sin \alpha = 119.49 \text{ kip}$$

$$V_{Emh1} = \frac{P_{y1}}{2} = 0.00 \text{ kip} \quad \text{Ecuación 5. 48}$$

$$V_{Emh4} = \frac{P_{y1}}{2} = 59.74 \text{ kip}$$

$$M_{Emh1} = \frac{P_{y1} * L_b}{4} = 0.00 \text{ kip} - \text{ft} \quad \text{Ecuación 5. 49}$$

$$M_{Emh4} = \frac{P_{y4} * L_b}{4} = 269.51 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$P_{x1} = \frac{(P_{te1} + P_{te2} - P_{ce1} + P_{ce2}) * \cos \alpha}{2} = 0.00 \text{ kip} \quad \text{Ecuación 5. 50}$$

$$P_{x4} = \frac{(P_{te4} - P_{ce4}) * \cos \alpha}{2} = 54.77 \text{ kip}$$

La resistencia requerida de la columna se obtiene según la combinación de carga que incluyen la carga sísmica y sea crítica. Del análisis obtenemos los valores de axial correspondiente a carga muerta (CM) y carga viva (CV) con sus nomenclaturas de signos.

Fuerza axial ultima.

$$P_{CM} = -2.168 \text{ kip} \quad P_{CV} = -2.518 \text{ kip}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 54.46 \text{ kip}$$

$$C15 = 0.9CM - P_{Emh} + CV = -54.46 \text{ kip}$$

Cortante ultimo

$$V_{CM} = 1.026 \text{ kip} \quad V_{CV} = 1.009 \text{ kip}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 62.65 \text{ kip}$$

$$C15 = 0.9CM - P_{Emh} + CV = -57.17 \text{ kip}$$

Momento ultimo

$$P_{CM} = -1.711 \text{ kip-ft} \quad P_{CV} = 1.904 \text{ kip-ft}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 265.05 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$C15 = 0.9CM - P_{Emh} + CV = -273.47 \text{ kip} - \text{ft}$$

Caso B

Resistencia esperadas de tensión.

$$P_{te1} = 264.04 \text{ kip} = P_{te2} = P_{te3} = P_{te4} \quad \alpha = 47.4896^\circ$$

Resistencia esperada de compresión.

$$P_{ce1} = 30.58 \text{ kip} = P_{ce2} = P_{ce3} = P_{ce4} \quad \theta = 42.5104^\circ$$

$$P_{y1} = (P_{te1} - P_{te2} - P_{ce1} + P_{ce2}) \sin \alpha = 0.00 \text{ kip} \quad \text{Ecuación 5. 51}$$

$$P_{y4} = (P_{te4} - P_{ce4}) \sin \alpha = 172.09 \text{ kip}$$

$$V_{Emh1} = \frac{P_{y1}}{2} = 0.00 \text{ kip}$$

$$V_{Emh4} = \frac{P_{y4}}{2} = 86.05 \text{ kip}$$

$$M_{Emh1} = \frac{P_{y1} * L_b}{4} = 0.00 \text{ kip} - ft$$

$$M_{Emh4} = \frac{P_{y4} * L_b}{4} = 388.17 \text{ kip} - ft$$

$$P_{x1} = \frac{(P_{te1} - P_{ce1}) * \cos \alpha}{2} = 0.00 \text{ kip}$$

$$P_{x4} = \frac{(P_{te4} - P_{ce4}) * \cos \alpha}{2} = 78.88 \text{ kip}$$

La resistencia requerida de la columna se obtiene según la combinación de carga que incluyen la carga sísmica y sea crítica. Del análisis obtenemos los valores de axial correspondiente a carga muerta (CM) y carga viva (CV) con sus nomenclaturas de signos.

Fuerza axial ultima.

$$P_{CM} = -2.168 \text{ kip} \quad P_{CV} = -2.518 \text{ kip}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 78.57 \text{ kip}$$

$$C15 = 0.9CM - P_{Emh} + CV = -78.57 \text{ kip}$$

Cortante ultimo

$$V_{CM}=1.026 \text{ kip}$$

$$V_{CV}=1.009 \text{ kip}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 85.80$$

$$\mathbf{C15 = 0.9CM - P_{Emh} + CV = -86.62 \text{ kip}}$$

Momento ultimo

$$P_{CM}=-1.711 \text{ kip-ft}$$

$$P_{CV}=1.904 \text{ kip-ft}$$

$$C3 = 1.2CM + P_{Emh} + CV = 383.71 \text{ kip-ft}$$

$$\mathbf{C15 = 1.2CM - P_{Emh} + CV = -392.12 \text{ kip-ft}}$$

En resumen, las fuerzas críticas son las obtenidas en el caso B resaltado en negrillas y serán empleadas en el diseño de la viga.

Paso 2. Revisión de relación ancho/ espesor.

Revisión del patín.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 7.66$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35$$

$$\lambda_{md} = 0.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 9.18$$

$$\lambda_{hd} < \lambda < \lambda_{md}$$

CUMPLE MMD²

Revisión del alma

$$\phi_c P_y = \phi_c R_y F_y A_g = 994.25 \text{ kip}$$

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c P_y} = 0.16 \geq 0.114$$

² Miembro de moderada ductilidad.

$$\lambda_{hd} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) = 50.94$$

$$\lambda_{md} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a) = 58.0$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 52.0$$

$$\lambda_{hd} < \lambda < \lambda_{md}$$

CUMPLE MMD

El miembro posee moderada ductilidad.

Paso 3. Cálculo de capacidad de tensión disponible.

Revisión por fluencia.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 904.50 \text{ kip}$$

Paso 4. Cálculo de relación de esbeltez.

$$Lb_x = 16.286 \text{ ft} \quad K_x = 1 \quad r_{ex} = \frac{k_x * Lb_x}{r_x} = 20.46 < 200$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 683.44 \text{ ksi}$$

$$Lb_y = 16.286 \text{ ft} \quad K_y = 1 \quad r_{ey} = \frac{k_y * Lb_y}{r_y} = 104.51 < 200$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{r_{ey}^2} = 26.20 \text{ ksi}$$

Paso 5. Cálculo de la capacidad de la compresión disponible.

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.07 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} = 48.49 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 0.07 > 2.25 \quad F_{crx} = 0.877 * F_{ex} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 877.22 \text{ kip}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 1.90 < 2.25 \quad F_{cry} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} = 22.50 \text{ Kip}$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = 1.90 > 2.25 \quad F_{cry} = 0.877 * F_{ey} = N.A$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{crx} A_g = 406.98 \text{ kip}$$

Nota: En el eje Y se encuentra arriostrada por la losa mixta, pudiéndose omitir la capacidad resistente de la viga en ese eje.

Paso 6. Cálculo de la capacidad a flexión disponible.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.61 \text{ ft}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 18.86 \text{ ft}$$

$L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow$ Entra en el rango del comportamiento inelástico.

$$M_n = F_y Z_x = 737.50 \text{ kip} - \text{ft}$$

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

$$C_b = 2.043$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 2699.98 \text{ kip} - \text{ft} \geq 737.50 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 737.50 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 663.75 \text{ kip} - \text{ft}$$

Nota: Se considera que la viga alcanzara el momento plástico, ya que se encuentra arriostrada por la parte superior con conectores de corte. Esto pasa sólo en este caso porque la viga solo recibe compresión en el ala superior.

En el Eje-Y

$$L_b = 8.143 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.73 \text{ ft}$$

$$M_n = F_y Z_y = 102.08 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_n = 102.08 \text{ kip} - \text{ft} \Rightarrow \phi_b M_n = 91.88 \text{ kip} - \text{ft}$$

Paso 7. Aplicación de la ecuación de interacción

$$\frac{P_r}{\phi_c P_c} = 0.023 < 0.20 \Rightarrow \text{Usar la ecuación H1 - 1b}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{18.365 \text{ kip}}{2 * 406.98 \text{ kip}} + \left(\frac{11.44 \text{ kip} - \text{ft}}{663.75 \text{ kip} - \text{ft}} + \frac{1.97 \text{ kip} - \text{ft}}{91.88 \text{ kip} - \text{ft}} \right) = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{ok}$$

Paso 8. Determinación de efecto de segundo orden.

La viga será diseñada considerando el código de diseño sísmico, siendo necesario tomar en cuenta el efecto de segundo orden determinado en la ASIC 360-16 Apéndice 8 Método análisis aproximado de segundo orden de la siguiente manera:

Donde B_1 es igual a:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{el}} \geq 1 \quad \text{Ecuación 5. 52}$$

$\alpha=1$ para LRFD.

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad \text{Ecuación 5. 53}$$

$C_m=1$ debido a que está sometido a cargas transversales entre los apoyos.

M1 y M2= Momento menor y mayor respectivamente en los extremos del miembro no arriostrado en el plano de flexión. El cociente M1/M2 es positivo cuando el miembro es flectado en doble curvatura, el signo será negativo cuando el miembro es flectado en curvatura simple.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(KL)^2} \quad \text{Ecuación} \quad 5. \quad 54$$

P_{el} =Resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión calculada que no hay desplazamiento en el nodo.

EI^* =rigidez en flexión a ser usada en el análisis ($=0.8\tau_b EI$ cuando se usa el método de análisis directo donde τ_b es definido en el capítulo C.

τ_b =Factor adicional para $\alpha Pr/P_y < 0.5$, donde $P_y = F_y * A = 1005.0$ kip y $Pr = 158.05$ kip carga axial última actuante, al aplicar la ecuación nos da un valor menor de 0.5 por lo cual $\tau_b = 1.0$

E =Modulo de elasticidad de acero: 29000 ksi.

I =Momento de inercia en el plano de flexión. $I_x = 177$ in⁴

L =Longitud del miembro. $L = 16.286$ ft

K_1 =Factor de largo efectivo en el plano de flexión calculado cuando no hay desplazamiento lateral en los extremos del miembro Debe suponerse igual a 1.0.

$$P_{el} = 1019.13 \text{ kip}$$

El valor de B_{1x} será:

$$B_{1x} = 1.18 > 1$$

Momento último eje X

$$P_{CM} = -1.711 \text{ kip-ft}$$

$$P_{CV} = 1.904 \text{ kip-ft}$$

$$C_{15A} = 0.9B_{1x}CM - P_{Emh} + B_{1x}CV = -273.72 \text{ kip-ft}$$

$$C_{15B} = 0.9B_{1x}CM - P_{Emh} + B_{1x}CV = -392.37 \text{ kip-ft}$$

Momento ultimo eje Y

La viga será diseñada considerando el código de diseño siendo necesario la consideración del efecto de segundo orden. Por lo tanto, la resistencia a flexión con efecto de segundo orden es determinado en la ASIC 360-16 Apéndice 8 Método análisis aproximado de segundo orden será calculada de la siguiente manera:

$$P_r = P_{nt1} + B_2 P_{lt}$$

Donde B_2 es igual a:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e\text{entrepiso}}}} \geq 1$$

El valor de B_2 fue determinado para el diseño de columna del primer nivel del marco SCBF anteriormente teniendo un valor de: $B_2=1.007$.

P_{nt} =Valor del sap 2000 de carga axial de Combinación C2=7.171 kip

P_{lt} = Valor del sap 2000 de carga axial de Combinación solamente sismo $F_{sx}=18.063$ kip

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 25.359 \text{ kip}$$

Para el valor de B_1 se calcula de igual manera, pero utilizando las condiciones y características de ese eje de flexión.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI *}{(KL)^2} = 100.11 \text{ kip}$$

El valor de B_1 será:

$$B_{1y} = \frac{1}{1 - 1 * 25.324 \text{ kip}/1703.09 \text{ kip}} = 1.34 > 1$$

M_{nt} =Valor del sap 2000 de momento de primer orden de Combinación C2=1.951 kip-ft

M_{lt} = Valor del sap 2000 de momento de primer orden de solamente sismo $F_{sx}=-0.772$ kip-ft

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.84 \text{ kip} - \text{ft}$$

Tabla 5. 17 Resumen de fuerzas críticas del elemento VM-1 (Fuente propia).

| DESCRIPCION | PROVISION SISMICA F2.3i | PROVISION SISMICA F2.3ii |
|-------------|-------------------------|--------------------------|
| Pu | 54.46 kip | 78.57 kip |
| Vu2 | 62.65 kip | 86.62 kip |
| Mux | 273.72 kip-ft | 392.37 kip-ft |

Paso 9. Determinación de la resistencia al pandeo critico por restricción en el eje de flexión torsional de pandeo

- a) Tensión de pandeo elástico torsional o flexional. Donde $k_z=1$ y G =Modulo elástico de corte del acero con un constante de 11,200 ksi.

$$F_e = \left\{ \frac{\pi^2 * E * (C_w + I_y (d/2)^2)}{(K_z L_{brx})^2} + GJ \right\} \left\{ \frac{1}{I_x + I_y + (d/2)^2 A_g} \right\} \quad \text{Ecuación 5. 55}$$

$$F_e = 127.02 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.07 < 2.25 \quad F_{crx} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_e} = 42.41 \text{ ksi}$$

- b) Determinación de factor Q para miembro esbeltes

$$b = h = d - 2k_{des} = 21.52 \text{ in}$$

$$F_{cr} = f = 42.41 \text{ ksi}$$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right) \leq b \quad \text{Ecuación 5. 56}$$

$$b_e = 17.27 \text{ in} \leq 21.52 \text{ in}$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{A_g - t_w(h - b_e)}{A_g} = 0.912 \quad \text{Ecuación 5. 57}$$

$$Q_s = 1.00$$

$$Q = Q_a Q_s = 0.912 \quad \text{Ecuación 5. 58}$$

$$\frac{QF_y}{F_{ex}} = 0.07 < 2.25 \quad F_{cr} = QF_y * 0.658 \frac{QF_y}{F_e} = 39.25 \text{ ksi}$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c * F_{cr} * A_g = 710.05 \text{ kip}$$

Aplicamos la ecuación de iteración para cada caso de fuerzas críticas para fuerzas de provisión sísmica F2.3i.

$$\frac{55.07 \text{ kip}}{2 * 710.05 \text{ kip}} + \left(\frac{273.72 \text{ kip} - ft}{663.75 \text{ kip} - ft} + \frac{1.84 \text{ kip} - ft}{91.88 \text{ kip} - ft} \right) = 0.47 \leq 1.0 \quad \text{ok}$$

Aplicamos la ecuación de iteración para cada caso de fuerzas críticas para fuerzas de provisión sísmica F2.3ii

$$\frac{78.88 \text{ kip}}{710.05 \text{ kip}} + 8/9 \left(\frac{392.37 \text{ kip} - ft}{663.75 \text{ kip} - ft} + \frac{1.84 \text{ kip} - ft}{91.88 \text{ kip} - ft} \right) = 0.67 \leq 1.0 \quad \text{ok}$$

Paso 10. Cálculo de capacidad al cortante.

Cortante en dirección Eje-X.

$$h = d - 2k_{des} = 21.52 \text{ in} \quad a = d - 2t_f = 23.70 \text{ in} \quad k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5.34$$

$$\frac{h}{t_w} = 52.00 \quad \frac{h}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 61.22 \quad C_{v1} = 1 \quad A_w = dt_w = 9.84 \text{ in}^2$$

$$\Phi_{vx} V_n = \Phi_{vx} 0.6 F_y A_w C_{v1} = 295.07 \text{ kip}$$

Cortante en dirección Eje-Y.

$$A_w = b_f t_f = 5.25 \text{ in}^2 \quad k_v = 1.2$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7.66 \quad \frac{b_f}{2t_f} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 27.66 \quad C_{v2} = 1$$

$$\phi_{vy} V_n = 2\phi_{vy} 0.6 F_y A_w C_{v2} = 283.36 \text{ kip}$$

Tabla 5. 18 Resumen de capacidad de cortante de diseño de VM-1 (Fuente propia).

| COMBO | $\phi_{vx} V_n$ | V_x | ESTADO | $\phi_{vy} V_n$ | V_y | ESTADO |
|--------|-----------------|-----------|--------|-----------------|-----------|--------|
| CB5 | 295.07 kip | 4.091 kip | OK | 283.36 kip | 1.695 kip | OK |
| F2.3i | 295.07 kip | 62.65 kip | OK | 283.36 kip | 1.695 kip | OK |
| F2.3ii | 295.07 kip | 86.62 kip | OK | 283.36 kip | 1.695 kip | OK |

NOTA: La sección cumple con los requisitos.

Paso 11. Arriostamiento nodal para estabilidad del miembro.

Es necesario realizar la revisión del arriostamiento nodal para la viga.

$$\alpha_s M_r = \frac{R_y F_y Z_x}{\alpha_s} \Rightarrow \alpha_s M_r = 811.25 \text{ kip} - ft$$

Cálculo de la fuerza puntual en el nodo.

$$L_{bmax} = 0.19 * \frac{r_y * E}{R_y * F_y} = 15.61 \text{ ft}$$

$$L_{bmax} = 15.61 \text{ ft}. \quad L_{br y} = 16.29 \text{ ft} \quad L_{br} > L_{bmax} \quad P_{rb} = \frac{0.02 M_r C_d}{h_o} = 16.86 \text{ kip}$$

Rigidez requerida de arriostamiento lateral nodal.

$C_d = 2$ Se encuentra en un punto cerca de inflexion.

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) = 115.01 \text{ kip/in}$$

Cálculo de rigidez axial de la viga.

$$k = \frac{AE}{L_y} = \beta_{br} \Rightarrow A \geq \beta_{br} \frac{L_y}{E} = 0.78 \text{ in}^2$$

Para el arriostramiento se selecciona un ángulo de 2"x2"x5/16" con un $A=1.16 \text{ in}^2$, $K_x=1$, $r_x=0.598 \text{ in}$, $F_y=36 \text{ ksi}$,

$$L_b = 236.22 \text{ in (6 m)} - 0.415 \text{ in (} t_{wb} \text{)} = 235.80 \text{ in}$$

$$L = 59.05 \text{ in (1.50 m)} - 0.415 \text{ in (} t_{wb} \text{)} - 0.23(t_{wbs}) = 58.87 \text{ in}$$

$$L_x = \sqrt{(58.87 \text{ in})^2 + (23.7 \text{ in} - 0.585 \text{ in})^2} = 63.24 \text{ in}$$

$$r_{ex} = \frac{K_x * L_x}{r_x} = 105.76 < 200$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{r_{ex}^2} = 25.58 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = 0.71 < 2.25 \quad F_{cr} = F_y * 0.658 \frac{F_y}{F_e} = 19.97 \text{ ksi}$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c * F_{cr} * A_g = 20.85 \text{ kip} > 16.86 \text{ kip}$$

La rigidez axial del ángulo es:

$$k = \frac{AE}{L_b} = 142.66 \text{ kip/in} > \beta_{br} = 115.01 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \text{ ok}$$

NOTA: -La sección cumple con los requisitos.

-Se utilizará el mismo perfil de acero para las vigas de los niveles N2, N3 y N4.

Capítulo VI

6.1. Resultados obtenidos.

De los cálculos realizados se obtienen las secciones finales que conformarán los marcos arriostrados con las distintas configuraciones, permitiéndonos establecer comparaciones de lo mismo en aspectos que son de total relevancia. A continuación, se muestran los resultados:

6.2. Secciones de acero de los marcos sismorresistente.

Tabla 6. 1 Perfiles finales de los marcos especiales arriostrados concéntricos. (Fuente propia).

| ELEMENTO | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL ¹ |
|----------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|
| COLUMNA | W21x73 | W21x73 | W21x68 | W21x68 W21x50 |
| VIGA | W24x68 | W24x68 | W14x68 | W10X30 |
| RIOSTRA | HSS4"x4"x5/16" | HSS4"x4"x5/16" | HSS4"x4"x5/16" | HSS7"x7"x1/2" |

Tabla 6. 2 Perfiles finales de los marcos especiales a momento. (Fuente propia).

| ELEMENTO | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL ² |
|----------|-------------|--------|--------|-----------------------|
| COLUMNA | W21x68 | W21x68 | W21x68 | W21x68 |
| | W21x50 | W21x50 | W21x50 | W21x50 |
| VIGA | W16x40 | W16x40 | W16x40 | W10x30 |

¹ El marco con configuración de diagonal solo es permitido para marco ordinario arriostrado concéntrico por lo cual se diseñó así.

² Este marco fue diseñado como marco ordinario a momento.

Tabla 6. 3 Perfiles finales de los elementos secundarios. (Fuente propia).

| ELEMENTO | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
|------------------|--------------------|----------|----------|-----------------|
| VIGA COLECTORAS | W10x30 | W10x30 | W10x30 | W10x30 |
| VIGA SECUNDARIAS | W8x18 | W8x18 | W8x18 | W8x18 |

Como se puede apreciar tiene las misma secciones los marcos especiales arriostrados concéntricos con configuración V y V invertida, esto se debe al requerimiento especial establecido en la norma AISC-341-16, que establece que sus vigas sean de modera ductilidad razón que ocasiona la disminución del rango de selección de perfil idóneo que cumplan esa condición, sin embargo en las configuraciones de X y diagonal no ocurre esto, debido a que para la configuración de X se establece que todos los elementos tienen que ser altamente dúctiles, por lo cual la mayoría de los perfiles pueden ser elegidos.

La configuración de diagonal se encuentran restringido su uso para marcos especiales arriostrado concéntrico, por lo cual fue diseñado como un marco ordinario arriostrado concéntrico con una moderada ductilidad lo que restringe un amplio rango de selección de perfiles menos pesados que conformen el marco resistente, sumado a los requerimientos de diseño que no contemplan más que las combinaciones de carga establecidas en las normas ASCE-7-16 o cualquier combinación de otro reglamento, y no toma en cuenta ningún tipo de análisis adicional especial como es el caso de las configuraciones V y V invertida en los marcos especiales.

6.3. Pesos de la estructura metálica.

A continuación, se muestra en la Tabla 6. 4 los pesos parciales de la estructura en función de las secciones empleadas para conformar los sistemas sismorresistente y sistema de transferencia de

carga con el fin conocer el sistema que genera menor peso en la estructura, es importante denotar la importancia de esto, ya que nos permite determinar un dato aproximado del valor de una estructura metálica y que tan cara es dicha estructura.

Tabla 6. 4 Peso total de acero por perfil de la estructura según tipo de configuración (ton). (Fuente propia).

| PERFIL | V INVERTIDO | V | X | DIAGONAL |
|----------------|--------------------|--------------|--------------|-----------------|
| HSS4X4X.313 | 1.58 | 1.58 | 2.08 | 0.00 |
| HSS7X7X.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.94 |
| W10X30 | 6.89 | 6.89 | 6.89 | 8.86 |
| W16X40 | 11.47 | 11.47 | 11.47 | 11.47 |
| W21X50 | 3.57 | 3.57 | 3.57 | 5.36 |
| W21X68 | 4.86 | 4.86 | 9.72 | 7.29 |
| W21X73 | 5.23 | 5.23 | 0.00 | 0.0 |
| W24X68 | 5.04 | 5.04 | 4.46 | 0.00 |
| W8X13 | 0.68 | 0.68 | 0.47 | 0.47 |
| W8X18 | 9.52 | 9.52 | 9.96 | 9.96 |
| TOTALES | 48.85 | 48.85 | 48.62 | 46.36 |

La estructura correspondiente a la configuración de V y V invertida poseen el mismo valor de peso total de estructura, tomando el primer lugar del diseño con mayor peso de la tabla y el marco con configuración de diagonal el más liviano, sin embargo, existen las siguiente desventajas o limitantes:

- Las configuraciones V y V invertida son más pesadas, esto se debe a la naturaleza del diseño, ya que al ser diseñado como marcos especiales lo obligan a cumplir requerimientos especiales a fin de lograr disipar energía procedente del sismo en términos de deformación.
- La configuración en X se encuentra en el rango medio, una ventaja envidiable, debido que

posee las mismas características de disipación de energía que la configuración V y V invertida con un menor peso, sin embargo, la desventaja que posee concierne a visualización estética y arquitectónica debido a que es imposible el acomodo de ventana, puertas de forma estética.

- La configuración de diagonal constituye la configuración de menor peso, sin embargo, debido a la naturaleza de diseño (Marco ordinario arriostrado céntrico) se limita su categoría de diseño sismo (según ASCE-7-16) y por lo tanto tipo de importancia y uso de la edificación.

6.4. Período fundamental de los marcos arriostrados.

Tabla 6. 5 Comparativo de período fundamental de los marcos en dirección X (s). (Fuente propia).

| MODO | CONFIGURACION | | | |
|------|---------------|-------|-------|----------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
| 1 | 0.339 | 0.386 | 0.373 | 0.361 |
| 2 | 0.119 | 0.126 | 0.125 | 0.124 |
| 3 | 0.292 | 0.115 | 0.115 | 0.122 |

La importancia de conocer el período fundamental de la estructura radica en poder determinar el período donde se generan las mayores deformaciones, debido a la participación de la mayor cantidad de masa, cuando existen arriostramiento este período fundamental se ve afectado aumentando la frecuencia y por ende la oscilación del mismo. Al comparar los períodos fundamentales de la estructura con las distintas configuraciones de arriostramiento se puede observar que la configuración de V invertida es la más rígidas, seguida por la diagonal y siendo las menos rígidas la configuración en V y la X.

Tabla 6. 6 Comparativo de período fundamental de los marcos en dirección Y (s). (Fuente propia).

| MODO | CONFIGURACION | | | |
|------|---------------|-------|-------|----------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
| 1 | 0.550 | 0.601 | 0.602 | 0.608 |
| 2 | 0.173 | 0.190 | 0.190 | 0.193 |
| 3 | 0.097 | 0.105 | 0.105 | 0.106 |

Para la dirección Y donde tenemos el marco especial a momento tenemos una variación mínima en los períodos y la configuración de los distintos marcos arriostrado.

6.5. Participación de masa del edificio con las configuraciones de los marcos arriostrados.

Para el análisis estático equivalente tenemos en todas las direcciones un valor mayor al 90% de participación de masa, cumpliendo con el Art.33 del RNC-07 en todas las configuraciones.

Tabla 6. 7 Comparativo de participación de masa estático (%). (Fuente propia).

| DIRECCION | CONFIGURACION | | | |
|-----------|---------------|-------|-------|----------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
| UX | 99.978 | 99.97 | 99.97 | 99.97 |
| UY | 100.00 | 99.99 | 99.99 | 100.00 |
| UZ | 95.32 | 95.14 | 95.14 | 95.10 |

De igual manera para el análisis dinámico tenemos en las dos direcciones con un valor mayor al 90% cumpliendo con el Art.33 del RNC-07 en todas las configuraciones. Todos estos valores de participación son obtenidos para la configuración de V invertida y Tipo X en el quinto modo de vibración, en la configuración V se obtiene en el séptimo modo de vibración y finalmente en la configuración tipo de diagonal se logra en el sexto modo de vibración.

Tabla 6. 8 Comparativo de participación de masa dinámico (%). (Fuente propia).

| DIRECCION | CONFIGURACION | | | |
|-----------|---------------|-------|-------|----------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
| UX | 99.27 | 99.43 | 99.28 | 98.83 |
| UY | 99.96 | 99.96 | 99.96 | 99.96 |
| UZ | 75.12 | 76.11 | 75.92 | 76.79 |

6.6. Comparación de los desplazamientos generados con las distintas configuraciones de arriostramiento.

Tabla 6. 9 Desplazamiento máximos en la dirección X (cm). (Fuente propia).

| NIVEL | CONFIGURACION | | | |
|-------|---------------|-------|-------|----------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
| 1 | 0.176 | 0.239 | 0.207 | 0.380 |
| 2 | 0.392 | 0.489 | 0.453 | 0.848 |
| 3 | 0.579 | 0.719 | 0.675 | 1.285 |
| 4 | 0.708 | 0.896 | 0.838 | 1.618 |

Podemos observar que en la configuración V invertida se desarrollan los menores desplazamiento y en la configuración V se encuentra los mayores desplazamientos. En las configuraciones X y diagonal tenemos valores similares de desplazamiento.

Tabla 6. 10 Desplazamiento máximos en la dirección Y Marco SMF (cm). (Fuente propia).

| NIVEL | CONFIGURACION | | | |
|-------|---------------|-------|-------|----------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL |
| 1 | 0.402 | 0.468 | 0.468 | X |
| 2 | 1.033 | 1.202 | 1.202 | 2.454 |
| 3 | 1.613 | 1.874 | 1.875 | 3.867 |
| 4 | 1.953 | 2.268 | 2.269 | 4.698 |

En la dirección Y tenemos igualmente para la configuración V invertida donde se generan los menores valores de desplazamiento y en la configuración diagonal se generan los mayores desplazamientos.

6.7. Distorsión de pisos en estado límite de servicio.

Tabla 6. 11 Distorsiones en estado límite de servicio en la dirección X. (Fuente propia).

| NIVEL | CONFIGURACION | | | | |
|-------|---------------|-------|-------|----------|--------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL | LIMITE |
| 1 | 0.002 | 0.003 | 0.002 | 0.002 | 0.004 |
| 2 | 0.002 | 0.003 | 0.003 | 0.002 | 0.004 |
| 3 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.004 |
| 4 | 0.001 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.004 |

Se puede apreciar que la configuración V invertida se generan los menores valores de distorsión de piso y en el resto de las configuraciones se tiene los mismos valores de distorsión en la dirección X.

Tabla 6. 12 Distorsiones en estado límite de servicio en la dirección Y. (Fuente propia).

| NIVEL | CONFIGURACION | | | | |
|-------|---------------|-------|-------|----------|--------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL | LIMITE |
| 1 | 0.004 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.004 |
| 2 | 0.007 | 0.008 | 0.008 | 0.008 | 0.004 |
| 3 | 0.006 | 0.007 | 0.007 | 0.008 | 0.004 |
| 4 | 0.004 | 0.004 | 0.004 | 0.004 | 0.004 |

Se puede apreciar que la configuración V invertida se generan los menores valores de distorsión de piso y en el resto de las configuraciones se tiene valores similares de distorsión en la dirección Y.

6.8. Distorsión de pisos en estado límite de colapso.

Tabla 6. 13 Distorsiones en estado límite de colapso en la dirección X. (Fuente propia).

| NIVEL | CONFIGURACION | | | | |
|----------|---------------|-------|-------|----------|--------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL | LIMITE |
| 1 | 0.005 | 0.006 | 0.006 | 0.005 | 0.015 |
| 2 | 0.006 | 0.007 | 0.007 | 0.006 | 0.015 |
| 3 | 0.005 | 0.006 | 0.006 | 0.006 | 0.015 |
| 4 | 0.003 | 0.005 | 0.004 | 0.004 | 0.015 |

Se puede apreciar que la configuración V invertida se generan los menores valores de distorsión de piso y en el resto de las configuraciones se tiene los mismos valores similares de distorsión en la dirección X.

Tabla 6. 14 Distorsiones en estado límite de colapso en la dirección Y. (Fuente propia).

| NIVEL | CONFIGURACION | | | | |
|----------|---------------|-------|-------|----------|--------|
| | V INVERTIDA | V | X | DIAGONAL | LIMITE |
| 1 | 0.011 | 0.012 | 0.012 | 0.013 | 0.03 |
| 2 | 0.017 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.03 |
| 3 | 0.015 | 0.018 | 0.018 | 0.019 | 0.03 |
| 4 | 0.009 | 0.011 | 0.011 | 0.011 | 0.03 |

Se puede apreciar que la configuración V invertida se generan los menores valores de distorsión de piso y en el resto de las configuraciones se tiene valores similares de distorsión en la dirección Y.

Conclusiones

- La configuración geométrica tipo X corresponde a una de las menos eficiente en el control del desplazamiento.
- La configuración más eficiente para el control del desplazamiento corresponde a la configuración de V invertida.
- Los marcos arriostrados con configuración tipo V y V invertida distribuyen las fuerzas internas en las vigas y columnas de manera más equilibrada.
- La configuración geométrica de arriostramiento tipo diagonal corresponde a la configuración menos eficiente en el control de desplazamiento y a su vez menos costosa.
- La configuración V y V invertidas son las configuraciones más eficientes en el control de desplazamiento, pero poseen como desventaja un costo mucho más alto, debido a los requisitos de moderada ductilidad de la viga, exigido en la norma para marcos arriostrado de esta índole.

Recomendaciones

- La obtención de riostras más eficiente permitirá el diseño de columnas y vigas más ligeras para conformar los marcos arriostrados que a su vez se convertirá en una reducción de costo.
- La aplicación de configuraciones mixta de V y V invertida en el marco arriostrado permite la utilización más eficiente de los espacios existente y por lo tanto columnas y vigas más ligera.
- El seguimiento de las normas sísmica AISC-341-16 son necesarias a fin de que el comportamiento de la estructura sea el proyectado según, como consecuencia es necesario realizar un detallado exhaustivo desde el nivel de concepción, diseño y construcción de estructura sismo resistente para obtener como producto final una estructura optima, funcional, segura durante su vida útil y ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Referencias Bibliografía

- Gómez Hernández, I. A. (2002). Presentacion de nuevo modelomatematico para calculo del periodo funamental de vibracion de estructuras de edificio. Tesis, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., Puebla, Mexico.
- (AISC), American Institute of Steel Construction. (2017). Design Examples Companion to the AISC Steel Construction Manual. (15th ed.). United State of America.: AISC.
- American Concrete Institute (ACI). (2014). Building Code Requeriment for Structural Concrete. Farmington Hills,MI 48331, United State of American: ACI.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2012). Seismic Design Manual (3th ed.). Chicago, Illinois, United States of American: AISC.
- American Institute of Steel construction (AISC). (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, United Stated of American: AISC.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, Unites Stated of American: AISC.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2017). Steel Construction Manual (15th ed.). Chicago, Illinois, United States of American: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (AISC). (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel. Chicago,, Illinois:, United State of American: AISC.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and. Reston, 20191-4382, Virginia, United Stated of American: ASCE.
- Asociacion Guatemanteca de Ingenieria Estructural y Sismica. (2002). Normas de seguridad estructural de edificacion y obras de infraestructura para la republica de Guatemala. Asociacion Guatemanteca de Ingenieria Estructural y Sismica, Guatemala.
- Bustacara, N. (2019). Normasapa.com. Obtenido de Normasapa.com: <http://normasapa.com/insertar-imagenes-en-normas-apa/>
- Camargo, J. (2019). Normasapa.net. Obtenido de Normasapa.net: <http://normasapa.net/2017-edicion-6/>
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construccion de acero (Quinta ed.). Mendoza, Argentina.
- Dominguez Caicedo, I. (26 de 06 de 2014). [www.redalyc.org](http://www.redalyc.org/html/1939/193932724001/). Obtenido de [www.redalyc.org](http://www.redalyc.org/html/1939/193932724001/): <https://www.redalyc.org/html/1939/193932724001/>
- Duran Vicencio, A. J. (2017). Estado del arte de arriostamiento en estructura de acero. Monografia, Universidad de Chile, Departamento de Ingenieria Civil, Santiago.
- (2009). Elaboracion de un manual de diseño sismorresistenete de edificaciones en acero bajo los sitemas SMF,SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05. Monografia , Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingenieria, Caracas, Venezuela.
- Faddoul , M. E., & Romero Castillo, D. E. (2011). Efecto de los arriostamientos en estructuras aporticadas de acero. Tesis de Pregrado, Universidad Catolica Andres Bello/ Escuela de Ingenieria Civil, Facultad de Ingenieria, Santiago.

-
- Gutiérrez, E. M., & Cimadevila, J. E. (2004). Estimacion de la sobrecarga de tabiqueria en estructuras de edificacion residencial. *Informes de la Construcción*, Vol. 55, n° 490, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de A Coruña, España.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructura de acero* (Quinta ed.). Distrito Federal, Distrito Federal, Mexico: Alfaomega Grupo Editor, S.A de C.V.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de la Construccion. Reglamento, Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), Direccion general de Normas de Construccion y Desarrollo Urbano.*, Managua, Nicaragua.
- Suárez Rodríguez, D. A., Morales Garmendia, G. A., & Garcia Rivera, R. V. (2016). *Diseño de un edificio de ocho niveles sobre aisladores de base elastomericos. Monografia*, Universidad Nacional de Ingenieria, Facultad de Tecnologia de la Construcción, Managua.
- Valbuena, I. F. (s.f.). *Diseño de pórticos con arriostramientos concéntricos. Hoja de calculo.*, Venezuela.

Apéndices

| DESTINO | MÁXIMA (CV) | INCIDENTAL (CVR) | Notas |
|--|-------------|------------------|-------|
| Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales) | 200 | 50 | (1) |
| Salones de clase: Escuelas primarias | 250 | 150 | |
| Secundaria y universidad | 250 | 200 | |
| Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas | 200 | 100 | |
| Salas de Operación | 400 | 150 | |
| Oficinas: Despachos | 250 | 100 | (2) |
| Salas de Archivo | 500 | 250 | |
| Bibliotecas: Salones de Lectura | 300 | 150 | |
| Salón de Libros | 600 | 400 | |
| Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos | 400 | 250 | |
| Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas | 350 | 250 | |
| Sillas móviles | 500 | 250 | |
| Teatros: Vestibulos | 200 | 50 | |
| Fiso del escenario | 700 | 350 | |
| Graderías y tribunas | 500 | 250 | |
| Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público); | 500 | 250 | (3) |
| Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas) | 500 | 350 | |
| Laboratorios | 250 | 125 | |
| Comercio: Ligero | 350 | 300 | (4) |
| Semi-pesado | 450 | 400 | (4) |
| Pesado | 550 | 500 | (4) |
| Fábrica y Talleres: Ligero | 400 | 350 | (4) |
| Semi-pesado | 500 | 450 | (4) |
| Pesado | 700 | 600 | (4) |
| Bodegas: Ligero | 450 | 400 | (4) |
| Semi-pesado | 550 | 475 | (4) |
| Pesado | 650 | 550 | (4) |
| Techos de losas con pendiente no mayor de 5% | 100 | 40 | (5) |
| Techos de losas con pendiente mayor de 5% | 50 | 20 | |
| Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m) | 250 | 150 | (6) |
| Andamios y cimbra para concreto | 150 | 100 | |
| Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares) | 400 | 200 | |

Tabla AP-4. 1 Tabla de cargas mínimas en Kg/m² tomado del RNC-07, Art. 11, pág. 9

| Zona | Importancia de la construcción | |
|------|--------------------------------|-----|
| | 50 | 200 |
| 1 | 30 | 36 |
| 2 | 45 | 60 |
| 3 | 56 | 70 |

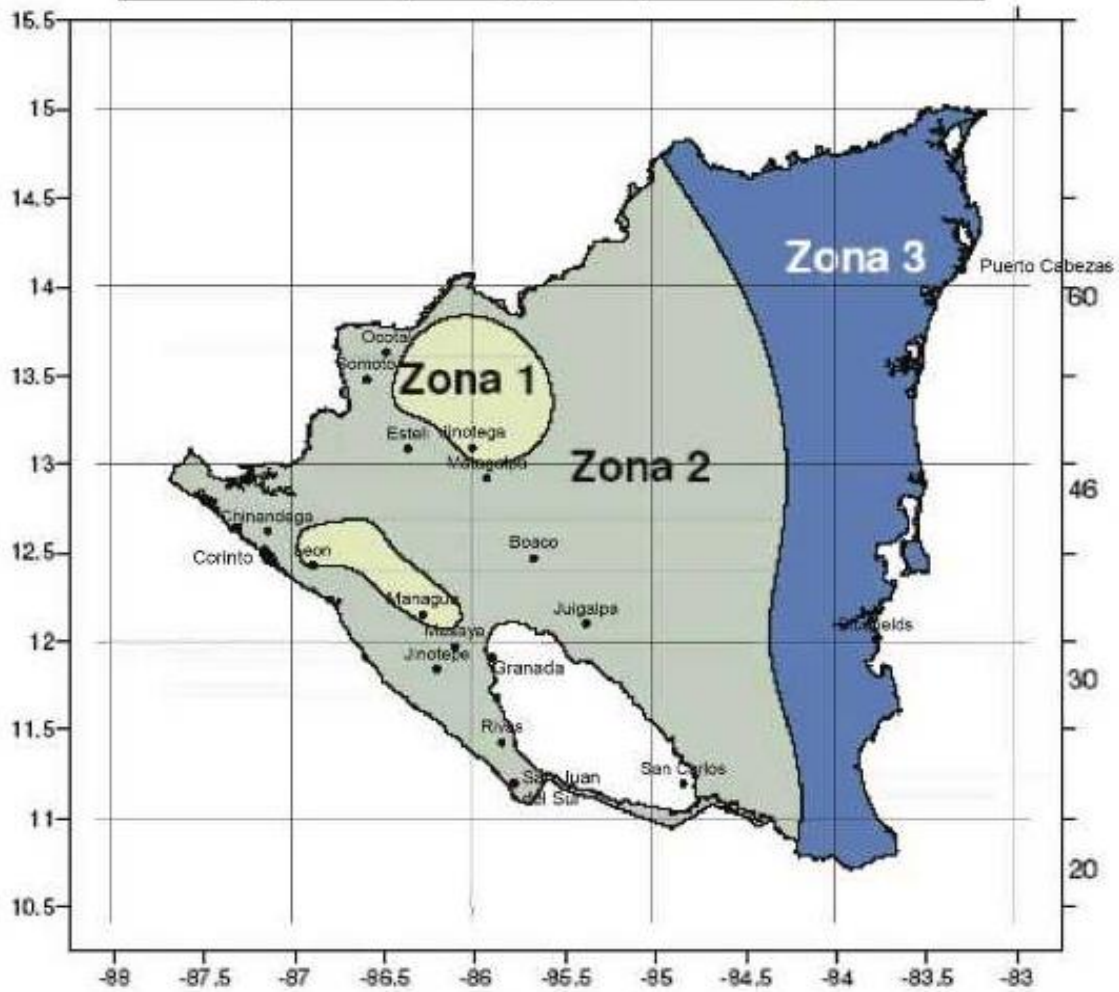


Tabla AP-4. 2 Velocidades regionales V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica en m/s, tomada del RNC-07, Art. 50, pág. 44

| Tipos de terreno (Figura) | α | δ , m |
|---|----------|--------------|
| R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto | 0.099 | 245 |
| R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones | 0.128 | 315 |
| R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4 | 0.156 | 390 |
| R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m | 0.17 | 455 |

Tabla AP-4. 3 Rugosidad del terreno en función de α y δ tomada del RNC-07, Art.51, pág. 45

| Tipos de Topografía (Figura) | Rugosidad de terrenos en alrededores | | |
|---|--------------------------------------|-----------------|-----------------|
| | Terreno tipo R2 | Terreno tipo R3 | Terreno tipo R4 |
| T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento | 0.8 | 0.7 | 0.66 |
| T2 Valles cerrados | 0.9 | 0.79 | 0.74 |
| T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal) | 1 | 0.88 | 0.82 |
| T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 % | 1.1 | 0.97 | 0.9 |
| T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados | 1.2 | 1.06 | 0.98 |

Tabla AP-4. 4 Factor FTR (Factor de topografía y rugosidad del terreno), tomada del RNC-07

Art. 52, pág. 46

| | C_p |
|---|---------------------------------|
| Pared de barlovento | 0.8 |
| Pared de sotavento* | -0.4 |
| Paredes laterales | -0.8 |
| Techos planos | -0.8 |
| Techos inclinados, lado de sotavento | -0.7 |
| Techos inclinados, lado de barlovento** | $-0.8 < 0.04\Theta - 1.6 < 1.8$ |
| Techos curvos | véase Tabla |

*La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** Θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Tabla AP-4. 5 Coeficientes C_p para construcciones cerradas, tomada del RNC-07, Art. 54, pág.

47.

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s,

Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s,

Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s,

Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s.

| Zona Sísmica | Tipo de suelo | | |
|--------------|---------------|-----|-----|
| | I | II | III |
| A | 1.0 | 1.8 | 2.4 |
| B | 1.0 | 1.7 | 2.2 |
| C | 1.0 | 1.5 | 2.0 |

Tabla AP-4. 6 Factores de amplificación por tipo de suelo S, tomada del RNC-07, Art.25, pág.

2.

| Sistema estructural | Distorsión |
|--|------------|
| Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4) | 0.0300 |
| Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4) | 0.0300 |
| Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2) | 0.0150 |
| Losas planas sin muros o contravientos | 0.0150 |
| Marcos de acero con contravientos excéntricos | 0.0200 |
| Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos | 0.0150 |
| Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3) | 0.0150 |
| Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2) | 0.0100 |
| Muros diafragma | 0.0060 |
| Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla | 0.0050 |
| Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla | 0.0040 |
| Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior | 0.0020 |
| Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente | 0.0015 |

Tabla AP-4. 7 Distorsiones máximas permitidas, tomada del RNC-07, Art. 34, pág. 36.

| Edificio | Vigas en | d_{min} |
|------------|--|--------------|
| Industrial | Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles | L/23 |
| | Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles | L/28 |
| | Tramos de miembros que soportan pisos | L/18 |
| | Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad: ≥ 25 Ton < 25 Ton | L/10 L/12 |
| Otros | Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse | L/16 |
| | Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse | L/20 |

Tabla AP-4. 8 Valores de altura mínimas recomendadas para $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ tomado de Elaboracion de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF,SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009 pág. 38.

| Z_c / Z_{xb} | Relación mínima entre módulos de columna y viga | | | |
|----------------|---|------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| | Acero | | | |
| Vigas | ASTM - A 36 | ASTM - A 572. Gr 42 | ASTM - A 572. Gr 50, 55 | ASTM - A 913. Gr 50, 55, 65 |
| Una | 1,25 | 1,02 | 0,87 | 0,87 |
| Dos | 2,50 | 2,04 | 1,74 | 1,74 |

| Z_c / Z_{xb} | Relación mínima entre módulos de columna y viga | | | |
|----------------|---|--------------|------------------------|------------------------|
| | Acero | | | |
| Vigas | ASTM - A 588 | ASTM - A 992 | ASTM - A 529. Gr 50 | ASTM - A 529. Gr 55 |
| Una | 0,87 | 0,87 | 0,95 | 0,87 |
| Dos | 1,74 | 1,74 | 1,90 | 1,74 |

El sufijo b significa viga (beam) y el sufijo c indica columna.

El valor de Z_c dependerá de la colocación de la columna, si las vigas llegan al ala de la columna se tomara el módulo del eje fuerte $Z_c = Z_{xc}$, mientras que si llegan al alma de la columna se tomara el módulo del eje débil $Z_c = Z_{yc}$.

Tabla AP-4. 9 Relación entre modulo plástico de columnas y vigas. tomado de Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009 pág. 39.

| Caso: | $L/h \leq$ |
|--|------------|
| En tramos simplemente apoyados | 22 |
| En tramos extremos de losas continuas | 27 |
| En tramos intermedios de losas continuas | 32 |

Tabla AP-4. 10 Relación de L/h para las losas en sistema de piso. (Elaboracion de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF,SCBF Y EBF basados en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05, 2009) pág. 43.

| Ternium Losacero sección 4 con pernos conectores | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Calibre (Espesor de diseño) | Espesor de concreto | Sobrecarga admisible (Kg / M ²) | | | | | | | | | | | | | |
| | | Separación entre apoyos en metros | | | | | | | | | | | | | |
| Plg. | Cms. | 1.40 | 1.60 | 1.80 | 2.00 | 2.20 | 2.40 | 2.60 | 2.80 | 3.00 | 3.20 | 3.40 | 3.60 | 3.80 | 4.00 |
| 22 0.0274 | 5 | 2000 | 2000 | 1720 | 1363 | 1099 | 898 | 741 | 617 | 517 | 435 | | | | |
| | 6 | 2000 | 2000 | 1949 | 1545 | 1246 | 1019 | 842 | 702 | 588 | 496 | 419 | | | |
| | 8 | 2000 | 2000 | 2000 | 1910 | 1541 | 1261 | 1043 | 870 | 730 | 616 | 522 | 442 | | |
| | 10 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1836 | 1503 | 1244 | 1038 | 873 | 737 | 624 | 530 | 450 | |
| | 12 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1746 | 1445 | 1207 | 1015 | 857 | 727 | 617 | 525 | 446 |
| 20 0.0354 | 5 | 2000 | 2000 | 2000 | 1764 | 1430 | 1176 | 978 | 821 | 695 | 591 | | | | |
| | 6 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1626 | 1338 | 1113 | 935 | 792 | 674 | 577 | | | |
| | 8 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1661 | 1384 | 1164 | 986 | 841 | 720 | 619 | 534 | |
| | 10 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1985 | 1654 | 1392 | 1180 | 1007 | 863 | 743 | 641 | 554 |
| | 12 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1924 | 1620 | 1374 | 1173 | 1006 | 867 | 749 | 648 |

Tabla AP-4. 11 Capacidad de carga de losa mixta con lamina losa cero. Tomado del manual del fabricante Ternium.

| Ciudad | a_0 (g) |
|------------------|-----------|
| Bluefields | 0.11 |
| Boaco | 0.20 |
| Chinandega | 0.31 |
| Corinto | 0.31 |
| Estelí | 0.20 |
| Granada | 0.29 |
| Jinotega | 0.17 |
| Jinotepe | 0.32 |
| Juigalpa | 0.21 |
| León | 0.31 |
| Managua | 0.31 |
| Masaya | 0.30 |
| Matagalpa | 0.18 |
| Ocotal | 0.17 |
| Puerto Cabezas | 0.09 |
| San Juan del Sur | 0.32 |
| Rivas | 0.32 |
| San Carlos | 0.23 |
| Somoto | 0.19 |

Tabla AP-4. 12 Valores de a_0 para las principales ciudades de la republica de Nicaragua. (Tomado de RNC-07,2005)

| DATOS DE ENTRADA | | |
|---|----------------|--------------------------|
| GRUPO DE EDIFICACION | GRUPO B | ARTO.20 |
| FACTOR DE REDUCCION POR SOBRESRESISTENCIA (Ω) | 2 | ARTO.22 |
| FACTOR DE IMPORTANCIA DEL EDIFICIO (I) | 1 | ARTO.27 |
| ANALISIS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA LATERAL EN LA DIRECCION X | | |
| PERIODO FUNDAMENTAL OBTENIDO (T) | NSC | |
| CORRECCION POR IRREGULARIDAD | 1 | ARTO. 23 |
| CAPACIDAD DUCTIL DE LA ESTRUCTURA (Q_x) | 4 | ARTO.21 |
| FACTOR DE REDUCCION DE DUCTILIDAD CALCULADO (Q'_x) | 4 | ARTO.21A |
| ANALISIS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA LATERAL EN LA DIRECCION Y | | |
| PERIODO FUNDAMENTAL OBTENIDO (T) | NSC | |
| CORRECCION POR IRREGULARIDAD | 1 | ARTO. 23 |
| CAPACIDAD DUCTIL DE LA ESTRUCTURA (Q_y) | 4 | ARTO.21 |
| FACTOR DE REDUCCION DE DUCTILIDAD CALCULADO (Q'_y) | 4 | ARTO.21A |
| UBICACIÓN ESPECIFICA DE PROYECTO | | |
| ZONA SISMICA | Managua | ARTO. 24 |
| ACELERACION DEL SUELO (\bar{a}_0) | C | ARTO. 24 |
| TIPO DE SUELO | 0.31 | ARTO. 24 |
| AMPLIFICACION DEL SUELO (S) | II | ARTO. 25 |
| | 1.5 | ARTO. 25 |

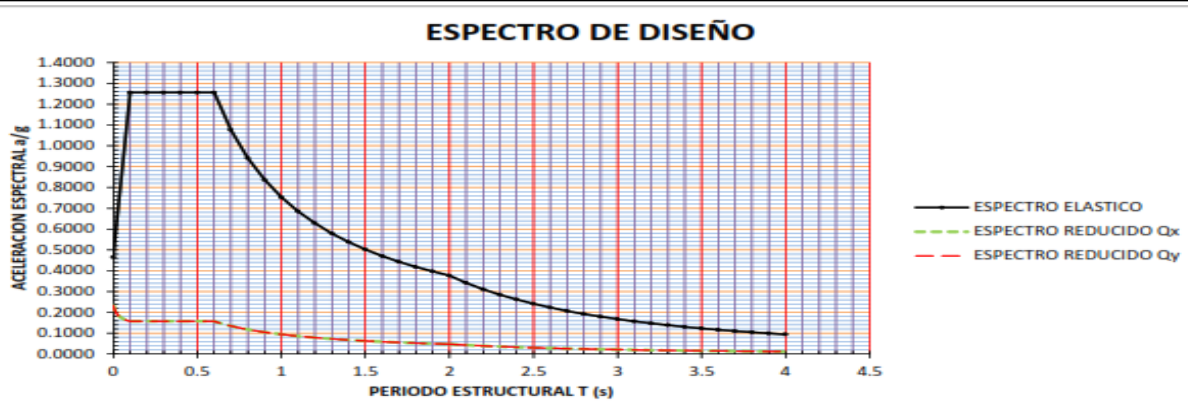


Tabla AP-4. 13 Valores de entrada utilizados para la construcción del espectro de diseño elástico y reducido. (Fuente Propia).

| ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO | | ESPECTRO DE DISEÑO REDUCIDO | |
|-----------------------------|--------|-----------------------------|-------------|
| T (s) | a/g | T (s) | (a/g)/(Q*Ω) |
| 0 | 0.465 | 0 | 0.0581 |
| 0.1 | 1.2555 | 0.1 | 0.1569 |
| 0.6 | 1.2555 | 0.6 | 0.1569 |
| 0.7 | 1.0761 | 0.7 | 0.1345 |
| 0.8 | 0.9416 | 0.8 | 0.1177 |
| 0.9 | 0.837 | 0.9 | 0.1046 |
| 1 | 0.7533 | 1 | 0.0942 |
| 1.1 | 0.6848 | 1.1 | 0.0856 |
| 1.2 | 0.6278 | 1.2 | 0.0785 |
| 1.3 | 0.5795 | 1.3 | 0.0724 |
| 1.4 | 0.5381 | 1.4 | 0.0673 |
| 1.5 | 0.5022 | 1.5 | 0.0628 |
| 1.6 | 0.4708 | 1.6 | 0.0589 |
| 1.7 | 0.4431 | 1.7 | 0.0554 |
| 1.8 | 0.4185 | 1.8 | 0.0523 |
| 1.9 | 0.3965 | 1.9 | 0.0496 |
| 2 | 0.3767 | 2 | 0.0471 |
| 2.1 | 0.3416 | 2.1 | 0.0427 |
| 2.2 | 0.3113 | 2.2 | 0.0389 |
| 2.3 | 0.2848 | 2.3 | 0.0356 |
| 2.4 | 0.2616 | 2.4 | 0.0327 |
| 2.5 | 0.2411 | 2.5 | 0.0301 |
| 2.6 | 0.2229 | 2.6 | 0.0279 |
| 2.7 | 0.2067 | 2.7 | 0.0258 |
| 2.8 | 0.1922 | 2.8 | 0.0240 |
| 2.9 | 0.1791 | 2.9 | 0.0224 |
| 3 | 0.1674 | 3 | 0.0209 |
| 3.1 | 0.1568 | 3.1 | 0.0196 |
| 3.2 | 0.1471 | 3.2 | 0.0184 |
| 3.3 | 0.1383 | 3.3 | 0.0173 |
| 3.4 | 0.1303 | 3.4 | 0.0163 |
| 3.5 | 0.123 | 3.5 | 0.0154 |
| 3.6 | 0.1163 | 3.6 | 0.0145 |
| 3.7 | 0.1101 | 3.7 | 0.0138 |
| 3.8 | 0.1043 | 3.8 | 0.0130 |
| 3.9 | 0.0991 | 3.9 | 0.0124 |
| 4 | 0.0942 | 4 | 0.0118 |

Tabla AP-4. 14 Valores del grafico del espectro de diseño elástico y espectro de diseño reducido para el modelado en sap 2000. (Fuente Propia).

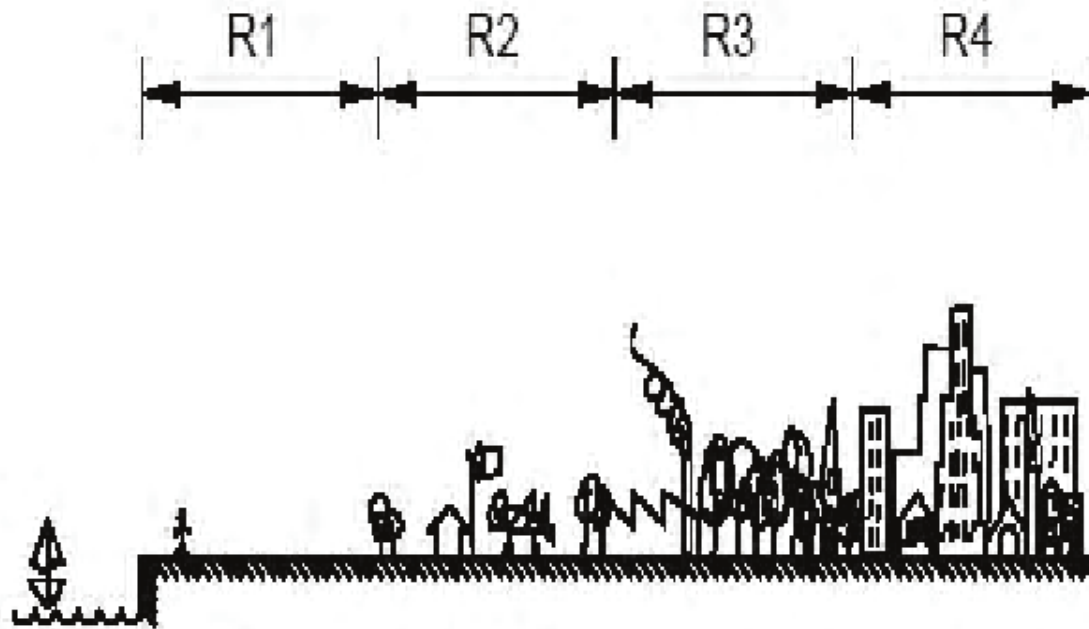


Ilustración AP-4. 1 Rugosidad del terreno tomado del RNC-07, Art.51, pág. 43.

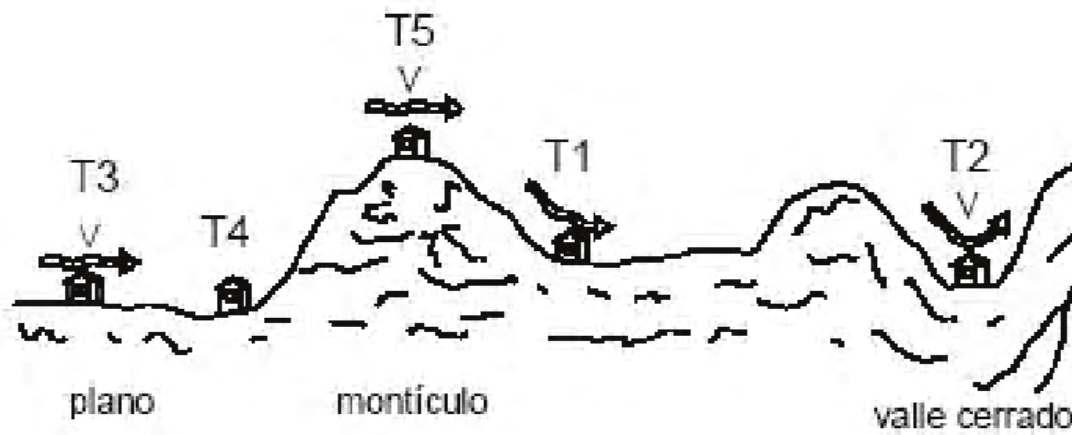


Ilustración AP-4. 2 Formas topográficas locales tomado del RNC-07, Art.52, pág. 46.

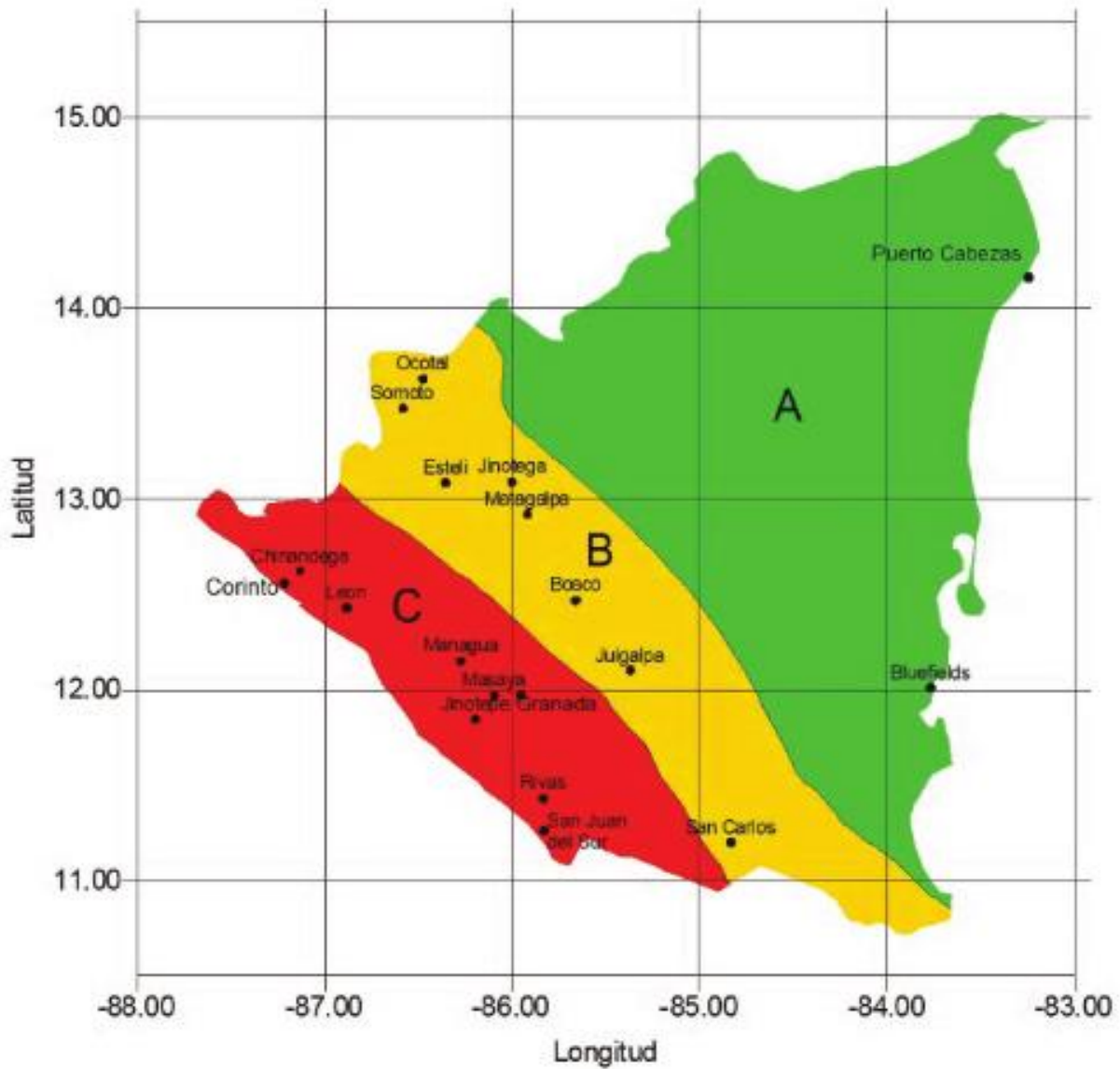


FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA

El valor de a_g para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A el valor a_g es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (ver Figura 2) ó Anexo D.

Ilustración AP-4. 3 Zonificación sísmica de Nicaragua. tomado del RNC-07, Art.24, pág. 21

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

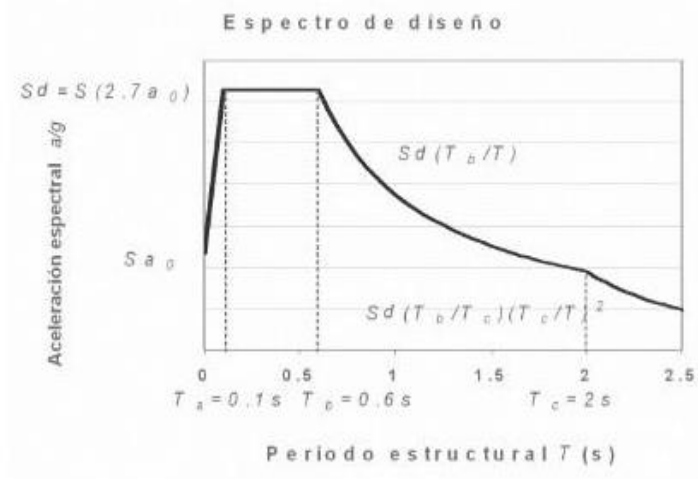


Ilustración AP-4. 4 Ecuaciones necesarias para el cálculo del espectro de diseño. tomado del RNC-07, Art.27, pág. 25.

Anexos

Tabla AN-4. 1 Partición modal de la masa en los ejes (Tomado del SAP2000)

| MODO | Periodo (sec) | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0.550 | 0.000 | 0.810 | 0.000 | 0.000 | 0.810 | 0.000 |
| 2 | 0.339 | 0.829 | 0.000 | 0.000 | 0.829 | 0.810 | 0.000 |
| 3 | 0.292 | 0.007 | 0.000 | 0.000 | 0.836 | 0.810 | 0.000 |
| 4 | 0.173 | 0.000 | 0.122 | 0.000 | 0.836 | 0.933 | 0.000 |
| 5 | 0.119 | 0.115 | 0.000 | 0.002 | 0.952 | 0.933 | 0.002 |
| 6 | 0.113 | 0.005 | 0.000 | 0.237 | 0.957 | 0.933 | 0.239 |
| 7 | 0.107 | 0.003 | 0.000 | 0.285 | 0.960 | 0.933 | 0.523 |
| 8 | 0.103 | 0.000 | 0.002 | 0.020 | 0.960 | 0.935 | 0.543 |
| 9 | 0.102 | 0.002 | 0.003 | 0.057 | 0.962 | 0.937 | 0.600 |
| 10 | 0.102 | 0.001 | 0.004 | 0.006 | 0.963 | 0.942 | 0.606 |
| 11 | 0.100 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.963 | 0.942 | 0.606 |
| 12 | 0.099 | 0.000 | 0.000 | 0.007 | 0.963 | 0.942 | 0.613 |
| 13 | 0.097 | 0.000 | 0.011 | 0.012 | 0.963 | 0.954 | 0.625 |
| 14 | 0.097 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.963 | 0.955 | 0.625 |
| 15 | 0.097 | 0.000 | 0.013 | 0.009 | 0.963 | 0.968 | 0.634 |
| 16 | 0.096 | 0.000 | 0.006 | 0.001 | 0.963 | 0.974 | 0.635 |
| 17 | 0.096 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.963 | 0.974 | 0.635 |
| 18 | 0.096 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.963 | 0.974 | 0.635 |
| 19 | 0.095 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.963 | 0.974 | 0.639 |
| 20 | 0.094 | 0.000 | 0.003 | 0.013 | 0.963 | 0.977 | 0.652 |
| 21 | 0.093 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.963 | 0.977 | 0.652 |
| 22 | 0.092 | 0.000 | 0.000 | 0.039 | 0.963 | 0.977 | 0.692 |
| 23 | 0.092 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.963 | 0.977 | 0.692 |
| 24 | 0.089 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.963 | 0.977 | 0.692 |
| 25 | 0.089 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.963 | 0.977 | 0.692 |
| 26 | 0.088 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.963 | 0.977 | 0.693 |
| 27 | 0.087 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.963 | 0.977 | 0.693 |
| 28 | 0.087 | 0.000 | 0.000 | 0.006 | 0.963 | 0.977 | 0.700 |
| 29 | 0.085 | 0.000 | 0.000 | 0.005 | 0.963 | 0.977 | 0.705 |
| 30 | 0.084 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.963 | 0.978 | 0.717 |

Tabla AN-5. 1 Propiedades geométricas de los perfiles de columnas y vigas primarias.

(American Institute of Steel Construction (AISC), 2017)

| PERFIL | PESO (lb/pie) | A (in²) | d (in) | r_y (in) | r_x (in) | Z_x (in³) | Z_y (in³) |
|-------------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|---|---|
| W 10x30 (viga) | 30 | 8.84 | 10.5 | 1.37 | 4.38 | 36.6 | 8.84 |
| W 16x40 (viga) | 40 | 11.80 | 16.0 | 1.57 | 6.63 | 73.0 | 12.70 |
| W 24x68 (viga) | 68 | 20.10 | 23.7 | 1.87 | 9.55 | 177.0 | 24.5 |
| W 8x18(viga sec) | 18 | 5.26 | 8.14 | 1.23 | 3.43 | 17.0 | 4.66 |
| W 21x50 (columna) | 50 | 14.7 | 20.8 | 1.30 | 8.18 | 110.0 | 12.20 |
| W 21x68 (columna) | 68 | 20.0 | 21.1 | 1.80 | 8.60 | 160.0 | 24.4 |
| W 21x73 (columna) | 73 | 21.5 | 21.2 | 1.81 | 8.84 | 172 | 26.6 |

Tabla AN-5. 2 Propiedades geométricas de los perfiles de arriostramiento. (American

Institute of Steel Construction (AISC), 2017)

| PERFIL | PESO (lb/pie) | A (in²) | d (in) | r_x (in) | r_y (in) |
|---------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| HSS4x4x5/16" | 14.83 | 4.10 | 4.0 | 1.49 | 1.49 |
| HSS7x7x5/16" | 14.83 | 4.10 | 4.0 | 1.49 | 1.49 |

Tabla AN-5. 3 Resumen de cálculos de predimensionamiento de riostras del edificio. (Fuente Propia)

| PREDIMENSIONAMIENTO DE RIOSTRAS | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|---|--------------|---------------------------|-----|----------------|--------------------------|------------|---|----------------|-------------------------|--------------|----------------|-------------------|---------------------------|-------------|--------------|---------------------|
| ITEM | N | TENSION | | | | | COMPRESION | | | | | | SECCION PROPUESTA | | | | |
| | | Pu (tonf) | Areq FLUENCIA (cm2) | U | Fu (kg/cm2) | Areq RUPTURA (cm2) | L (m) | K | Fy (kg/cm2) | R _{in} (cm) | Pu (tonf) | Fe (Kg/cm2) | Fcr (Kg/cm2) | A _{min} (cm2) | r (cm) | A (cm2) | PERFIL |
| R-1 | 1 | 23.52 | 8.06 | 0.8 | 4077.8 | 9.61 | 4.06 | 1 | 3240.92 | 3.44 | 28.04 | 1441.87 | 1264.52 | 24.63 | 3.78 | 26.45 | HSS4x4x5/16" |
| R-2 | 2 | 22.68 | 7.78 | 0.8 | 4077.8 | 9.27 | 4.06 | 1 | 3240.92 | 3.44 | 26.85 | 1441.87 | 1264.52 | 23.59 | 3.78 | 26.45 | HSS4x4x5/16" |
| R-3 | 3 | 17.37 | 5.95 | 0.8 | 4077.8 | 7.10 | 4.06 | 1 | 3240.92 | 3.44 | 21.39 | 1441.87 | 1264.52 | 18.80 | 3.78 | 26.45 | HSS4x4x5/16" |
| R-4 | 4 | 8.19 | 2.81 | 0.8 | 4077.8 | 3.35 | 4.06 | 1 | 3240.92 | 3.44 | 10.31 | 1441.87 | 1264.52 | 9.06 | 3.78 | 26.45 | HSS4x4x5/16" |

Nota: N= Nivel de edificio; ; Pu= Carga puntual ultima de tensión en riostra; AreqFluencia=Área mínima requerida de la sección de columna en fluencia; U=Coeficiente de reducción; AreqRuptura= Área mínima requerida de la sección de columna en ruptura; L=Longitud de riostra; K=Factor de longitud efectiva de la columna; Fy=Esfuerzo de fluencia de columna ; r_{min}=Radio de giro mínimo de la riostra; Pu= Carga puntual ultima de compresión en riostra; Fe=Esfuerzo elástico de pandeo de columna; Fcr=Esfuerzo critico de pandeo de columna; A_{min}=Área mínima de la sección de columna por pandeo critico; r=radio de giro de eje débil del perfil propuesto; A=Area de sección del perfil propuesto.

Tabla AN-5. 4 Resumen de cálculos de predimensionamiento de vigas de marcos. (Fuente Propia)

| PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE MARCOS | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|-----------------------------|---------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|-------------|------------------------------------|-----------------------|--------------------------|---------------|
| ITEM | N | Fy (kg/cm ²) | CL ((m) | TECHO | | ENTREPISO | | CB-2 (Kg/m ²) | ANCHO TRIBUTARIO (m) | W (kg/m) | Zx requerido cm ³ | d _{min} (cm) | SECCION PROPUESTA | |
| | | | | CM (Kg/m ²) | CV (Kg/m ²) | CM (Kg/m ²) | CV (Kg/m ²) | | | | | | Zx (cm ³) | PERFIL |
| VIGAS DE MARCOS | | | | | | | | | | | | | | |
| VM-1 | 1-2-3 | 3515.3 | 5.5 | | | 138 | 250 | 565.6 | 6 | 3393.6 | 405.59 | 25 | 599.77 | W10x30 |
| VM-2 | 1-2-3 | 3515.3 | 6 | | | 138 | 250 | 565.6 | 5.5 | 3110.8 | 442.46 | 27 | 1196.26 | W16x40 |
| VM-1 | 4 | 3515.3 | 5.5 | 88 | 100 | | | 265.6 | 6 | 1593.6 | 190.46 | 25 | 599.77 | W10x30 |
| VM-2 | 4 | 3515.3 | 6 | 88 | 100 | | | 265.6 | 5.5 | 1460.8 | 207.78 | 27 | 1196.26 | W16x40 |
| VIGAS SECUNDARIA | | | | | | | | | | | | | | |
| VM-3 | 1,2,3 | 3515.3 | 5.5 | | | 138 | 250 | 565.6 | 2 | 1131.2 | 135.20 | 25 | 278.58 | W8x18 |
| VM-3 | 4 | 3515.3 | 5.5 | 88 | 100 | | | 265.6 | 2 | 531.2 | 63.49 | 25 | 278.58 | W8x18 |

Nota: N= Nivel de edificio; Fy=Esfuerzo de fluencia de viga; CM=Carga muerta; CV=Carga viva; CB-2= Combinación de carga: 1.2CM+1.6CV; W=Carga uniformemente distribuida; Zx=Modulo plástico del eje fuerte; dmin=Peralte mínimo necesario de la viga por deflexión permisible.

Tabla AN-5. 5 Resumen de cálculo de cargas aplicadas para predimensionamiento de columna. (Fuente Propia)

| PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE MARCOS-CARGAS APLICADAS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|---|---|---|----------|----------------------|---------------------------|---------|-----------------------------|-----|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------|-----------------|--------------|---------------------------|------------|
| ITEM | TIPO | N | n | K | L (m) | PERFIL DE VIGA | Zxb (cm ³) | Zxb/Zxc | Fy (kg/cm ²) | %CE | TECHO | | ENTREPISO | | CB-2 (Kg/m ²) | AREA TRIBUTARIA | | | Pu (Kg) |
| | | | | | | | | | | | CM (Kg/m ²) | CV (Kg/m ²) | CM (Kg/m ²) | CV (Kg/m ²) | | ANCHO (m) | LARGO (m) | AREA (m ²) | |
| C1 | E-1 | 1 | 3 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1962.4 | 2.75 | 3 | 8.25 | 16189.8 |
| C2 | E-1 | 2 | 2 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1396.8 | 2.75 | 3 | 8.25 | 11523.6 |
| C3 | E-1 | 3 | 1 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 831.2 | 2.75 | 3 | 8.25 | 6857.4 |
| C4 | E-1 | 4 | 0 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 265.6 | 2.75 | 3 | 8.25 | 2191.2 |
| C5 | E-2 | 1 | 3 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1962.4 | 2.75 | 6 | 16.5 | 32379.6 |
| C6 | E-2 | 2 | 2 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1396.8 | 2.75 | 6 | 16.5 | 23047.2 |
| C7 | E-2 | 3 | 1 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 831.2 | 2.75 | 6 | 16.5 | 13714.8 |
| C8 | E-2 | 4 | 0 | 1 | 3 | W16x40 | 839.01 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 265.6 | 2.75 | 6 | 16.5 | 4382.4 |
| C9 | E-3 | 1 | 3 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1962.4 | 5.5 | 3 | 16.5 | 32379.6 |
| C10 | E-3 | 2 | 2 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1396.8 | 5.5 | 3 | 16.5 | 23047.2 |
| C11 | E-3 | 3 | 1 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 831.2 | 5.5 | 3 | 16.5 | 13714.8 |
| C12 | E-3 | 4 | 0 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 265.6 | 5.5 | 3 | 16.5 | 4382.4 |
| C13 | C | 1 | 3 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1962.4 | 5.5 | 6 | 33 | 64759.2 |
| C14 | C | 2 | 2 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 1396.8 | 5.5 | 6 | 33 | 46094.4 |
| C15 | C | 3 | 1 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 831.2 | 5.5 | 6 | 33 | 27429.6 |
| C16 | C | 4 | 0 | 1 | 3 | W10x30 | 599.76 | 1.74 | 3515.34 | 20% | 88 | 100 | 138 | 250 | 265.6 | 5.5 | 6 | 33 | 8764.8 |

Nota: Tipo: E= Columna esquinera; N= Nivel de edificio; n=Factor multiplicador de carga; K=Factor de longitud efectiva de columna; L=Largo de columna; Zxb=Modulo de sección plástico de viga; Zxb/Zxc=Relación de módulos plástico viga/ columna; Fy=Esfuerzo de fluencia de columna; %CE=porcentaje de esfuerzo cedente de columna; CM=Carga muerta; CV=Carga viva; CB-2= Combinación de carga: 1.2CM+1.6CV; Pu= Carga puntual ultima de compresión en columna.

Tabla AN-5. 6 Resumen de cálculos de propuestas de columnas. (Fuente Propia)

| ITEM | TIPO | N | Pu (Kg) | Amin (cm ²) | Fe (Kg/cm ²) | Fcr (Kg/cm ²) | Apmín (cm ²) | r _{min} (cm) | Zxc | PROPUESTA | | | |
|------|------|---|------------|----------------------------|-----------------------------|------------------------------|-----------------------------|--------------------------|---------|------------------------|---------------------------|-------------------------|----------------|
| | | | | | | | | | | r _x (cm) | Zxc (cm ³) | A (cm ²) | PERFIL |
| C1 | E-1 | 1 | 16189.8 | 23.03 | 503.08 | 441.20 | 40.77 | 1.5 | 2081.48 | 21.84 | 2621.93 | 129.03 | W 21x68 |
| C2 | E-1 | 2 | 11523.6 | 16.39 | 503.08 | 441.20 | 29.02 | 1.5 | 2081.48 | 21.84 | 2621.93 | 129.03 | W 21x68 |
| C3 | E-1 | 3 | 6857.4 | 9.75 | 503.08 | 441.20 | 17.27 | 1.5 | 2081.48 | 20.78 | 1802.58 | 94.84 | W 21x50 |
| C4 | E-1 | 4 | 2191.2 | 3.12 | 503.08 | 441.20 | 5.52 | 1.5 | 2081.48 | 20.78 | 1802.58 | 94.84 | W 21x50 |
| C5 | E-2 | 1 | 32379.6 | 46.05 | 503.08 | 441.20 | 81.54 | 1.5 | 2081.48 | 21.84 | 2621.93 | 129.03 | W 21x68 |
| C6 | E-2 | 2 | 23047.2 | 32.78 | 503.08 | 441.20 | 58.04 | 1.5 | 2081.48 | 21.84 | 2621.93 | 129.03 | W 21x68 |
| C7 | E-2 | 3 | 13714.8 | 19.51 | 503.08 | 441.20 | 34.54 | 1.5 | 2081.48 | 20.78 | 1802.58 | 94.84 | W 21x50 |
| C8 | E-2 | 4 | 4382.4 | 6.23 | 503.08 | 441.20 | 11.04 | 1.5 | 2081.48 | 20.78 | 1802.58 | 94.84 | W 21x50 |
| C9 | E-3 | 1 | 32379.6 | 46.05 | 503.08 | 441.20 | 81.54 | 1.5 | 1043.58 | 21.84 | 2621.93 | 129.03 | W 21x68 |
| C10 | E-3 | 2 | 23047.2 | 32.78 | 503.08 | 441.20 | 58.04 | 1.5 | 1043.58 | 21.84 | 2621.93 | 129.03 | W 21x68 |
| C11 | E-3 | 3 | 13714.8 | 19.51 | 503.08 | 441.20 | 34.54 | 1.5 | 1043.58 | 20.78 | 1802.58 | 94.84 | W 21x50 |
| C12 | E-3 | 4 | 4382.4 | 6.23 | 503.08 | 441.20 | 11.04 | 1.5 | 1043.58 | 20.78 | 1802.58 | 94.84 | W 21x50 |
| C13 | C | 1 | 64759.2 | 92.11 | 503.08 | 441.20 | 163.09 | 1.5 | 1043.58 | 21.95 | 2818.58 | 138.71 | W 21x73 |
| C14 | C | 2 | 46094.4 | 65.56 | 503.08 | 441.20 | 116.08 | 1.5 | 1043.58 | 21.95 | 2818.58 | 138.71 | W 21x73 |
| C15 | C | 3 | 27429.6 | 39.01 | 503.08 | 441.20 | 69.08 | 1.5 | 1043.58 | 21.95 | 2818.58 | 138.71 | W 21x73 |
| C16 | C | 4 | 8764.8 | 12.47 | 503.08 | 441.20 | 22.07 | 1.5 | 1043.58 | 21.95 | 2818.58 | 138.71 | W 21x73 |

Nota: Tipo: E= Columna esquinera; C=Columna central; N= Nivel de edificio; ; Pu= Carga puntual ultima de compresión en columna; Amin=Area mínima de la sección de columna; Fe=Esfuerzo elástico de pandeo de columna; Fcr=Esfuerzo critico de pandeo de columna; Apmín=Área mínima de la sección de columna por pandeo critico;rmin=Radio de giro mínimo de la columna; Zxc=Módulo plástico requerido de columna obtenido por relación Zxb/Zxc ; r=radio de giro de eje débil del perfil propuesto; Zxc =Modulo de sección de perfil propuesto; A=Area de sección del perfil propuesto.

SEGUNDO NIVEL R-2: Elemento analizado Frame-78.

Tabla AN-5.7 Valores de entrada para diseño de elementos R-2 Marco SCBF (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|------------|-----------------------------------|-------------------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB15, CB5 | Perfil | HSS4x4x5/16 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 47.360 kip | Grado | ASTM A500/A500M Gr. B46 | ϕ_t | 0.9 |
| P_{ut} | 37.594 kip | F_y | 46 ksi | | |
| P_{nt} | 8.417 kip | E | 29000 ksi | | |
| P_{lt} | 39.745 kip | F_u | 58 ksi | | |
| P_r | 48.757 kip | R_y | 1.4 | | |
| B₂ | 1.015 | R_t | 1.3 | | |
| Tipo Marco | SCBF | L_b | 13.352 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento R-2.

Tabla AN-5.8 Resumen de capacidad del elemento R-2 Marco SCBF (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS | |
|-----------------------|------------|-----------------------|-------------|--|-----------|
| P_{uc} | 47.360 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| P_{ut} | 37.594 kip | P_{nt} | 169.740 kip | FLUENCIA OK | OK |
| | | P_{nt} | 101.58 kip | FRACTURA OK | OK |
| P_r | 48.757 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| | | | | La sección cumple con los requisitos. | |

TERCER NIVEL R-3: Elemento analizado Frame-76.

Tabla AN-5.9 Valores de entrada para diseño de elementos R-3 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB15, CB5 | Perfil | HSS4x4x5/16 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 36.033 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_t | 0.9 |
| P_{ut} | 27.375 kip | F_y | 46 ksi | | |
| P_{nt} | 7.675 kip | E | 29000 ksi | | |
| P_{lt} | 31.078 kip | F_u | 58 ksi | | |
| B₂ | 1.018 | R_y | 1.4 | | |
| P_r | 39.322 kip | R_t | 1.3 | | |
| Tipo Marco | SCBF | L_b | 13.352 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento R-3.

Tabla AN-5.10 Resumen de capacidad del elemento R-3 Marco SCBF (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS | |
|-----------------------|------------|-----------------------|-------------|--|-----------|
| P_{uc} | 47.360 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| P_{ut} | 37.594 kip | P_{nt} | 169.740 kip | FLUENCIA OK | OK |
| | | P_{nt} | 101.58 kip | COMPRESION | OK |
| P_r | 39.322 kip | P_{nt} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| | | | | La sección cumple con los requisitos. | |

CUARTO NIVEL R-4: Elemento analizado Frame-38.

Tabla AN-5.11 Valores de entrada para diseño de elementos R-4 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB15, CB5 | Perfil | HSS4x4x5/16 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 36.033 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_t | 0.9 |
| P_{ut} | 27.375 kip | F_y | 46 ksi | | |
| P_{nt} | 6.903 kip | E | 29000 ksi | | |
| P_{lt} | 15.410 kip | F_u | 58 ksi | | |
| B₁ | 1.018 | R_y | 1.4 | | |
| P_r | 22.597 kip | R_t | 1.3 | | |
| Tipo Marco | SCBF | L_b | 13.352 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento R-4.

Tabla AN-5.12 Resumen de capacidad del elemento R-4 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS | |
|-----------------------|------------|-----------------------|-------------|--|-----------|
| P_{uc} | 20.313 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| P_{ut} | 13.504 kip | P_{nt} | 169.740 kip | FLUENCIA OK | OK |
| | | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| P_r | 22.597 kip | P_{nc} | 78.000 kip | COMPRESION | OK |
| | | | | La sección cumple con los requisitos. | |

SEGUNDO NIVEL CM-2: Elemento analizado Frame-133

Tabla AN-5. 13 Valores de entrada para diseño de elemento CM-2 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB-8 | Perfil | W21x68 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 70.379 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_t | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_b | 0.9 |
| V_x | 18.914 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_y | 1.747 kip | F_u | 65 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| M_{ux} | 100.14 kip-ft | R_y | 1.1 | | |
| M_{uy} | 8.432 kip-ft | R_t | 1.1 | | |
| T_u | 0.0003151 kip | L_b | 9.843 ft | | |
| Tipo Marco | SMF | | | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento CM-2

Tabla AN-5. 14 Resumen de capacidad del elemento CM-2 Marco SMF (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 70.379 kip | P_{nc} | 656.93 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 900.00 kip | OK |
| V_x | 18.914 kip | V_{nx} | 272.19 kip | OK |
| V_y | 1.747 kip | V_{ny} | 305.91 kip | OK |
| M_{ux} | 100.14 kip-ft | M_{nx} | 600.00 kip-ft | C_b=2.244 OK |
| M_{uy} | 8.432 kip-ft | M_{ny} | 91.5 kip-ft | OK |
| T_u | 0.0003151 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.11 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.313 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |

CUARTO NIVEL CM-4: Elemento analizado Frame-141

Tabla AN-5. 15 Valores de entrada para diseño de elemento CM-4 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|----------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|-----|
| Combinación | CB-8 | Perfil | W21x50 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 17.708 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 8.541 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 0.843 kip | F_u | 65 ksi | | |
| M_{ux} | 50.09 kip-ft | R_y | 1.1 | | |
| M_{uy} | 4.042 kip-ft | R_t | 1.1 | | |
| T_u | 0.00005714 kip | L_b | 9.843 ft | | |
| Tipo Marco | SMF | | | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento CM-4.

Tabla AN-5. 16 Resumen de capacidad del elemento CM-4 Marco SMF (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|----------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 17.708 kip | P_{nc} | 361.73 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 661.50 kip | OK |
| V_x | 8.541 kip | V_{nx} | 237.12 kip | OK |
| V_y | 0.843 kip | V_{ny} | 188.65 kip | OK |
| M_{ux} | 50.09 kip-ft | M_{nx} | 412.50 kip-ft | C_b=2.208 OK |
| M_{uy} | 4.042 kip-ft | M_{ny} | 45.750 kip-ft | OK |
| T_u | 0.00005714 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.05 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.234 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |

SEGUNDO NIVEL CM-2: Elemento analizado Frame-153.

Tabla AN-5. 17 Valores de entrada para diseño de elemento CM-2 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | |
|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|
| Comb. | CB-9 | C15T_{Emh} | -461.24 kip | Perfil | W21x73 |
| P_{uc} | 91.077 kip | P_{nt} | 91.754 kip-ft | Grado | ASTM A992/A992M |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{lt} | 34.027 kip-ft | F_y | 50 ksi |
| V_x | 0.289 kip | P_r | 126.290 kip | E | 29000 ksi |
| V_y | 4.255 kip | B₂ | 1.015 | F_u | 65 ksi |
| M_{ux} | 2.380 kip-ft | Tipo Marco | SCBF | R_y | 1.1 |
| M_{uy} | 20.872 kip-ft | | | R_t | 1.1 |
| T_u | 0.0004731 kip | | | L_b | 9.843 ft |
| P_{Emh} | 285.20 kip | | | Factores de seguridad | |
| T_{Emh} | -524.17 kip | | | ϕ_c | 0.9 |
| CM | 37.249 kip | | | ϕ_b | 0.9 |
| CV | 29.409 kip | | | ϕ_{vx} | 1.0 |
| C3P_{Emh} | 359.30 kip | | | ϕ_{vy} | 0.9 |

A continuación, se presenta un resumen de la capacidad de diseño del elemento CM-2.

Tabla AN-5. 18 Resumen de capacidad del elemento CM-2 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 91.077 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 0.289 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 4.255 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 2.380 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=1.920 OK |
| M_{uy} | 20.872 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.0004731 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.13 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.277 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |
| C3P_{Emh} | 359.30 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| C15T_{Emh} | 461.24 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| P_r | 126.290 kip | P_{nc} | 708.66 kip | B₂=1.015 OK |

TERCER NIVEL CM-3: Elemento analizado Frame-162.

Tabla AN-5. 19 Valores de entrada para diseño de elemento CM-3 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | |
|---------------------------|--------------|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|
| Comb. | CB-9 | C15T_{Emh} | -485.36 kip | Perfil | W21x73 |
| P_{uc} | 44.677 kip | P_{nt} | 56.622 kip-ft | Grado | ASTM A992/A992M |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{lt} | 10.921 kip-ft | F_y | 50 ksi |
| V_x | 1.15 kip | P_r | 67.743 kip | E | 29000 ksi |
| V_y | 1.824 kip | B₂ | 1.018 | F_u | 65 ksi |
| M_{ux} | 7.623 kip-ft | Tipo Marco | SCBF | R_y | 1.1 |
| M_{uy} | 9.322 kip-ft | | | R_t | 1.1 |
| T_u | 0.000239 kip | | | L_b | 9.843 ft |
| P_{Emh} | 285.19 kip | | | Factores de seguridad | |
| T_{Emh} | -524.17 kip | | | ϕ_c | 0.9 |
| CM | 22.794 kip | | | ϕ_b | 0.9 |
| CV | 18.293 kip | | | ϕ_{vx} | 1.0 |
| C3P_{Emh} | 330.84 kip | | | ϕ_{vy} | 0.9 |

A continuación, se presenta un resumen de la capacidad de diseño del elemento CM-3.

Tabla AN-5. 20 Resumen de capacidad del elemento CM-3 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|--------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 44.677 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 1.15 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 1.824 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 7.623 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=2.171 OK |
| M_{uy} | 9.322 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.000239 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.06 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.14 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |
| C3P_{Emh} | 330.84 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| C15T_{Emh} | -485.36 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| P_r | 67.743 kip | P_{nc} | 708.66 kip | B₂=1.018 OK |

CUARTO NIVEL CM-4: Elemento analizado Frame-163.

Tabla AN-5. 21 Valores de entrada para diseño de elemento CM-4 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | |
|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|
| Comb. | CB-9 | C15T_{Emh} | -508.23 kip | Perfil | W21x73 |
| P_{uc} | 19.963 kip | P_{nt} | 56.622 kip-ft | Grado | ASTM A992/A992M |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{lt} | 10.921 kip-ft | F_y | 50 ksi |
| V_x | 0.512 kip | P_r | 23.574 kip | E | 29000 ksi |
| V_y | 1.561 kip | B₂ | 1.018 | F_u | 65 ksi |
| M_{ux} | 2.339 kip-ft | Tipo Marco | SCBF | R_y | 1.1 |
| M_{uy} | 7.713 kip-ft | | | R_t | 1.1 |
| T_u | 0.0001052 kip | | | L_b | 9.843 ft |
| P_{Emh} | 285.20 kip | | | Factores de seguridad | |
| T_{Emh} | -524.17 kip | | | ϕ_c | 0.9 |
| CM | 9.709 kip | | | ϕ_b | 0.9 |
| CV | 7.207 kip | | | ϕ_{vx} | 1.0 |
| C3P_{Emh} | 304.05 kip | | | ϕ_{vy} | 0.9 |

A continuación, se presenta un resumen de la capacidad de diseño del elemento CM-4.

Tabla AN-5. 22 Resumen de capacidad del elemento CM-4 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 19.963 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 0.512 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 1.561 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 2.339 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=2.245 OK |
| M_{uy} | 7.713 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.0001052 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.02 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.095 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |
| C3P_{Emh} | 305.05 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| C15T_{Emh} | -508.23 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| P_r | 23.574 kip | P_{nc} | 708.66 kip | B₂=1.018 OK |

SEGUNDO NIVEL VM-2: Elemento analizado Frame-88

Tabla AN-5. 23 Valores de entrada para diseño de elementos VM-2 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|--------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-7 | Perfil | W16x40 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 62.889 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 18.475 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.761 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 80.65 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 2.863 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.035 kip | L_b | 17.927 ft | | |
| Tipo Marco | SMF | L_{brx} | 17.927 ft | | |
| | | L_{bry} | 4.921 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento VM-2.

Tabla AN-5. 24 Resumen de capacidad del elemento VM-2 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|--------------|--|---------------|--|
| P_{uc} | 62.889 kip | P_{nc} | 141.99 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 531.00 kip | OK |
| V_x | 18.475 kip | V_{nx} | 146.400 kip | OK |
| V_y | 1.761 kip | V_{ny} | 190.890 kip | OK |
| M_{ux} | 80.65 kip-ft | M_{nx} | 273.75 kip-ft | C_b=1.455 OK |
| M_{uy} | 2.863 kip-ft | M_{ny} | 47.630 kip-ft | OK |
| T_u | 0.035 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.44 > 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.751 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | | La sección cumple con los requisitos. |

TERCER NIVEL VM-3: Elemento analizado Frame-109

Tabla AN-5. 25 Valores de entrada para diseño de elementos VM-3 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-10 | Perfil | W16x40 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 37.933 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 15.112 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.609 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 64.750 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 2.708 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.030 kip | L_b | 17.927 ft | | |
| Tipo Marco | SMF | L_{brx} | 17.927 ft | | |
| | | L_{bry} | 4.921 ft | | |

A continuación, se presenta se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento VM-3.

Tabla AN-5. 26 Resumen de capacidad del elemento VM-3 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|---------------|--|
| P_{uc} | 37.933 kip | P_{nc} | 141.99 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 531.00 kip | OK |
| V_x | 15.112 kip | V_{nx} | 146.400 kip | OK |
| V_y | 1.609 kip | V_{ny} | 190.890 kip | OK |
| M_{ux} | 64.750 kip-ft | M_{nx} | 273.75 kip-ft | C_b=1.280 OK |
| M_{uy} | 2.708 kip-ft | M_{ny} | 47.630 kip-ft | OK |
| T_u | 0.030 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.26 > 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.528 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | | La sección cumple con los requisitos. |

CUARTO NIVEL VM-4: Elemento analizado Frame-110

Tabla AN-5. 27 Valores de entrada para diseño de elementos VM-4 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-8 | Perfil | W16x40 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 19.478 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 8.755 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.050 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 35.487 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 1.780 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.020 kip | L_b | 17.927 ft | | |
| Tipo Marco | SMF | L_{brx} | 17.927 ft | | |
| | | L_{bry} | 4.921 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento VM-4.

Tabla AN-5. 28 Resumen de capacidad del elemento VM-4 Marco SMF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|---------------|--|---------------|--|
| P_{uc} | 19.478 kip | P_{nc} | 141.99 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 531.00 kip | OK |
| V_x | 8.755 kip | V_{nx} | 146.400 kip | OK |
| V_y | 1.050 kip | V_{ny} | 190.890 kip | OK |
| M_{ux} | 35.487 kip-ft | M_{nx} | 273.75 kip-ft | C_b=1.347 OK |
| M_{uy} | 1.780 kip-ft | M_{ny} | 47.630 kip-ft | OK |
| T_u | 0.020 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.14 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.236 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | | La sección cumple con los requisitos. |

SEGUNDO NIVEL VM-2: Elemento analizado Frame-66

Tabla AN-5. 29 Valores de entrada para diseño de elementos VM-2 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|--------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-5 | Perfil | W24x68 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 13.522 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 3.855 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.835 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 9.402 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 2.132 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.046 kip | L_b | 16.286 ft | | |
| Tipo Marco | SCBF | L_{brx} | 8.143 ft | | |
| | | L_{bry} | 16.286 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento VM-2

Tabla AN-5. 30 Resumen de capacidad del elemento VM-2 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|--------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 13.522 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 3.855 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 1.835 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 9.402 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=1.683 OK |
| M_{uy} | 2.132 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.046 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.019 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.04 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |

TERCER NIVEL VM-3: Elemento analizado Frame-67

Tabla AN-5. 31 Valores de entrada para diseño de elementos VM-3 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|--------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-5 | Perfil | W24x68 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 10.870 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 3.562 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.357 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 8.323 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 1.575 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.030 kip | L_b | 16.286 ft | | |
| Tipo Marco | SCBF | L_{brx} | 8.143 ft | | |
| | | L_{bry} | 16.286 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento VM-3

Tabla AN-5. 32 Resumen de capacidad del elemento VM-3 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|--------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 13.522 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 3.855 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 1.835 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 9.402 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=1.960 OK |
| M_{uy} | 2.132 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.046 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.019 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.04 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |

PRIMER NIVEL VM-4: Elemento analizado Frame-68

Tabla AN-5. 33 Valores de entrada para diseño de elementos VM-4 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZA ACTUANTES CRITICAS | | CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES | | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------|--------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|------|
| Combinación | CB-2 | Perfil | W24x68 | ϕ_c | 0.9 |
| P_{uc} | 4.393 kip | Grado | ASTM A992/A992M | ϕ_b | 0.9 |
| P_{ut} | 0.000 kip | F_y | 50 ksi | ϕ_{vx} | 1.0 |
| V_x | 3.849 kip | E | 29000 ksi | ϕ_{vy} | 0.9 |
| V_y | 1.986 kip | F_u | 65 ksi | α_s | 1.0 |
| M_{ux} | 5.926 kip-ft | R_y | 1.1 | ϕ | 0.75 |
| M_{uy} | 2.299 kip-ft | R_t | 1.1 | ϕ_t | 0.9 |
| T_u | 0.052 kip | L_b | 16.286 ft | | |
| Tipo Marco | SCBF | L_{brx} | 8.143 ft | | |
| | | L_{bry} | 16.286 ft | | |

A continuación, se presenta un resumen de capacidad de diseño del elemento VM-4.

Tabla AN-5. 34 Resumen de capacidad del elemento VM-4 Marco SCBF. (Fuente propia).

| FUERZAS ACTUANTES | | CAPACIDAD | | NOTAS |
|----------------------------|--------------|--|--|-------------------------------|
| P_{uc} | 4.393 kip | P_{nc} | 708.66 kip | OK |
| P_{ut} | 0.000 kip | P_{nt} | 967.50 kip | OK |
| V_x | 3.849 kip | V_{nx} | 289.38 kip | OK |
| V_y | 1.986 kip | V_{ny} | 331.67 kip | OK |
| M_{ux} | 5.926 kip-ft | M_{nx} | 645.00 kip-ft | C_b=1.542 OK |
| M_{uy} | 2.299 kip-ft | M_{ny} | 99.75 kip-ft | OK |
| T_u | 0.052 kip | T_u | N/A | |
| $\frac{P_r}{\phi_c P_c} =$ | 0.035 < 0.2 | Usar la ecuación H1-1b | | |
| EIT= | 0.03 < 1 | Valor de la ecuación de iteración | La sección cumple con los requisitos. | |

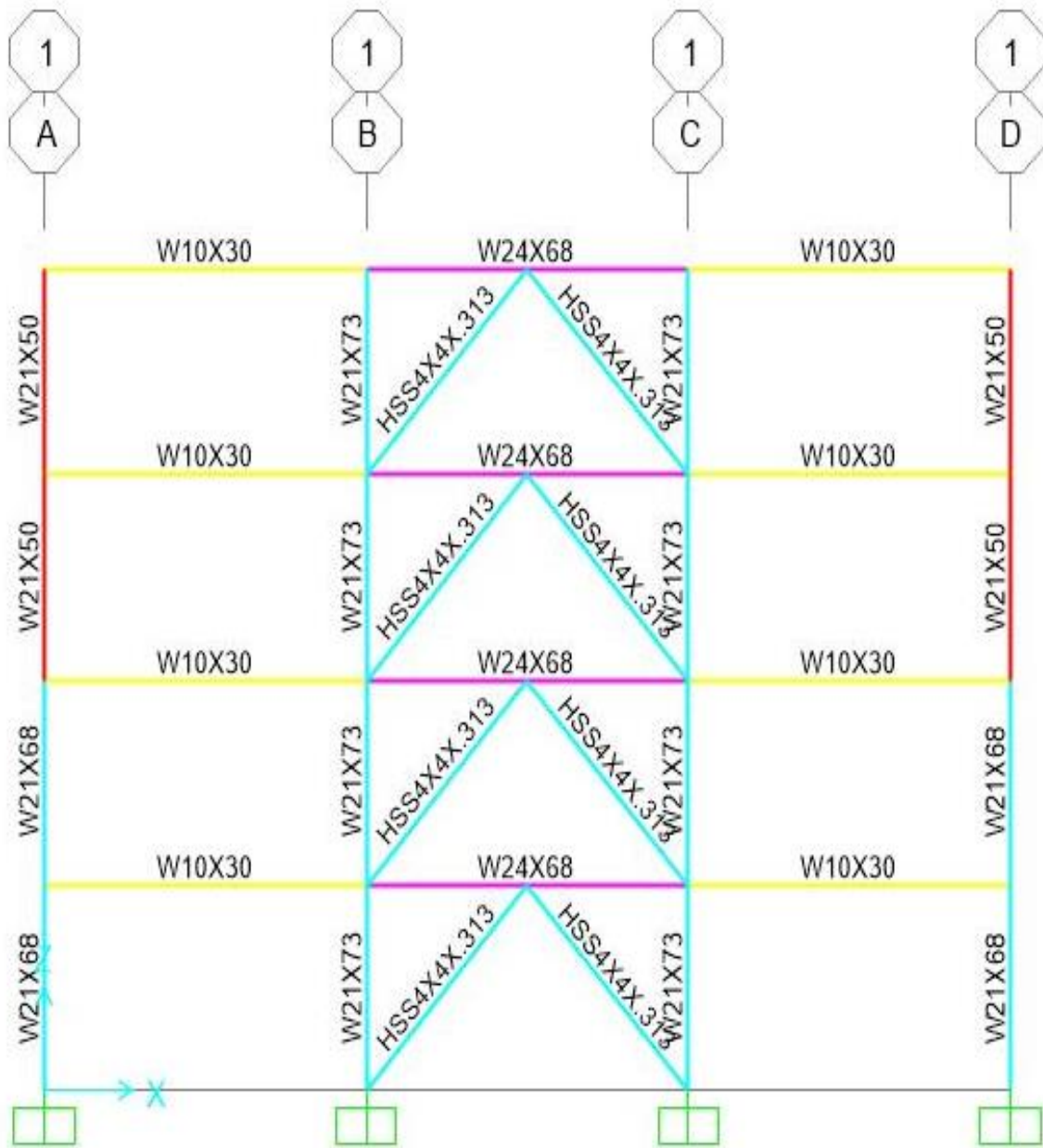


Ilustración AN-4. 1 Marco Especial Arriostrado Céntrico Tipo V invertida. Eje-1, Eje 3 (Fuente Propia)

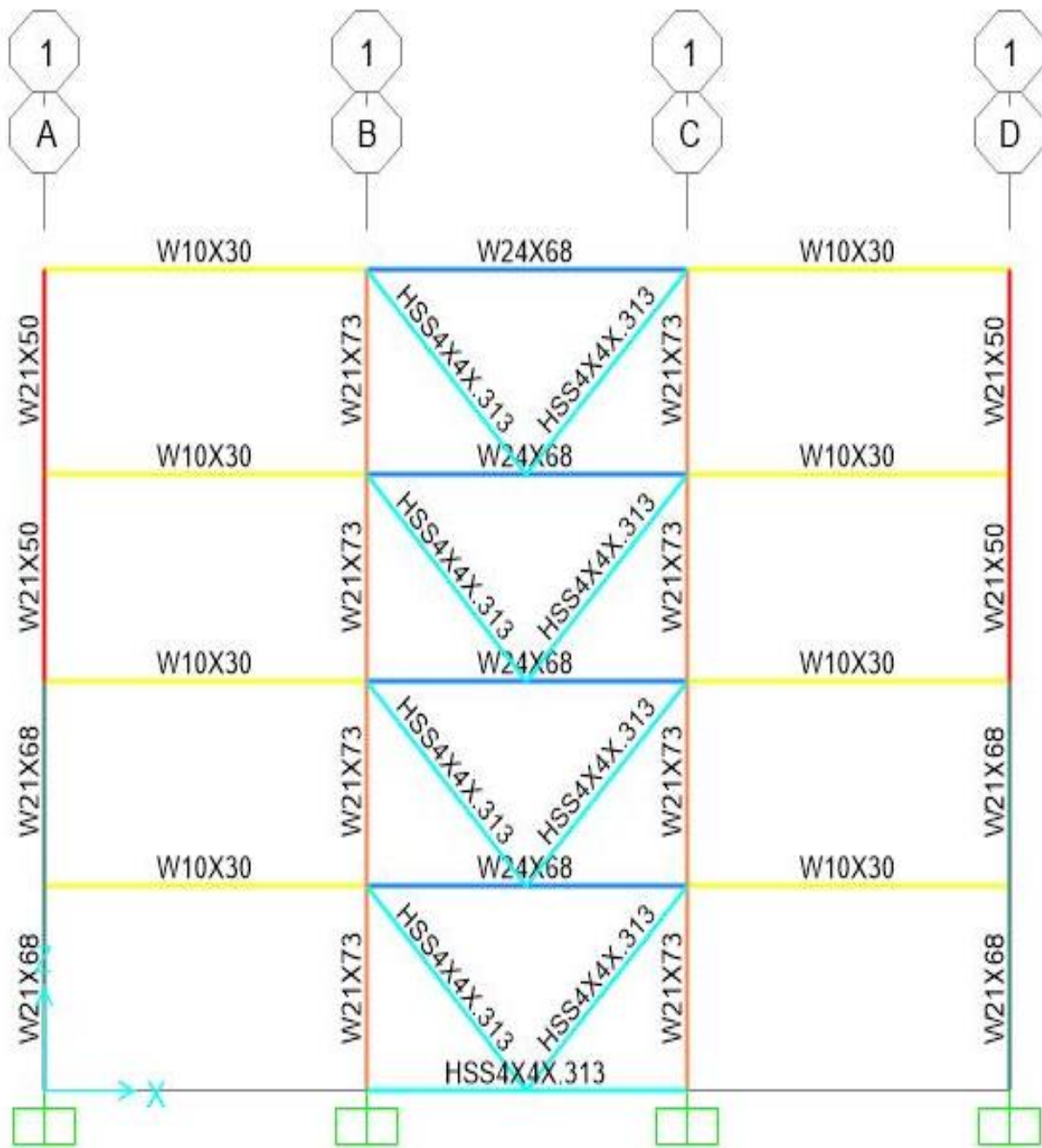


Ilustración AN-4. 2 Marco Especial Arriostrado Céntrico Tipo V. Eje-1, Eje3 (Fuente Propia)

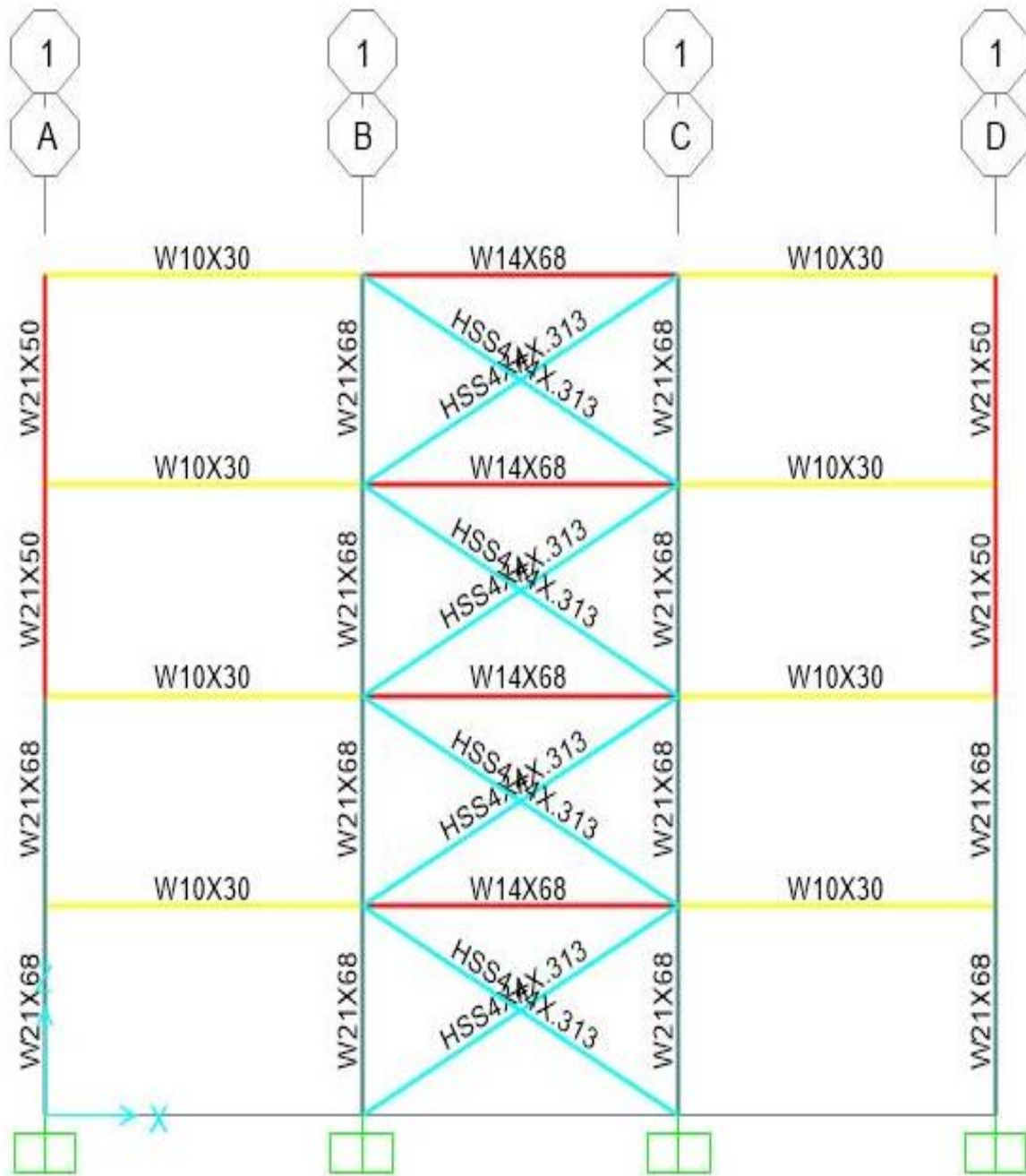


Ilustración AN-4. 3 Marco Especial Arriostrado Céntrico Tipo X. Eje-1, Eje3 (Fuente Propia)

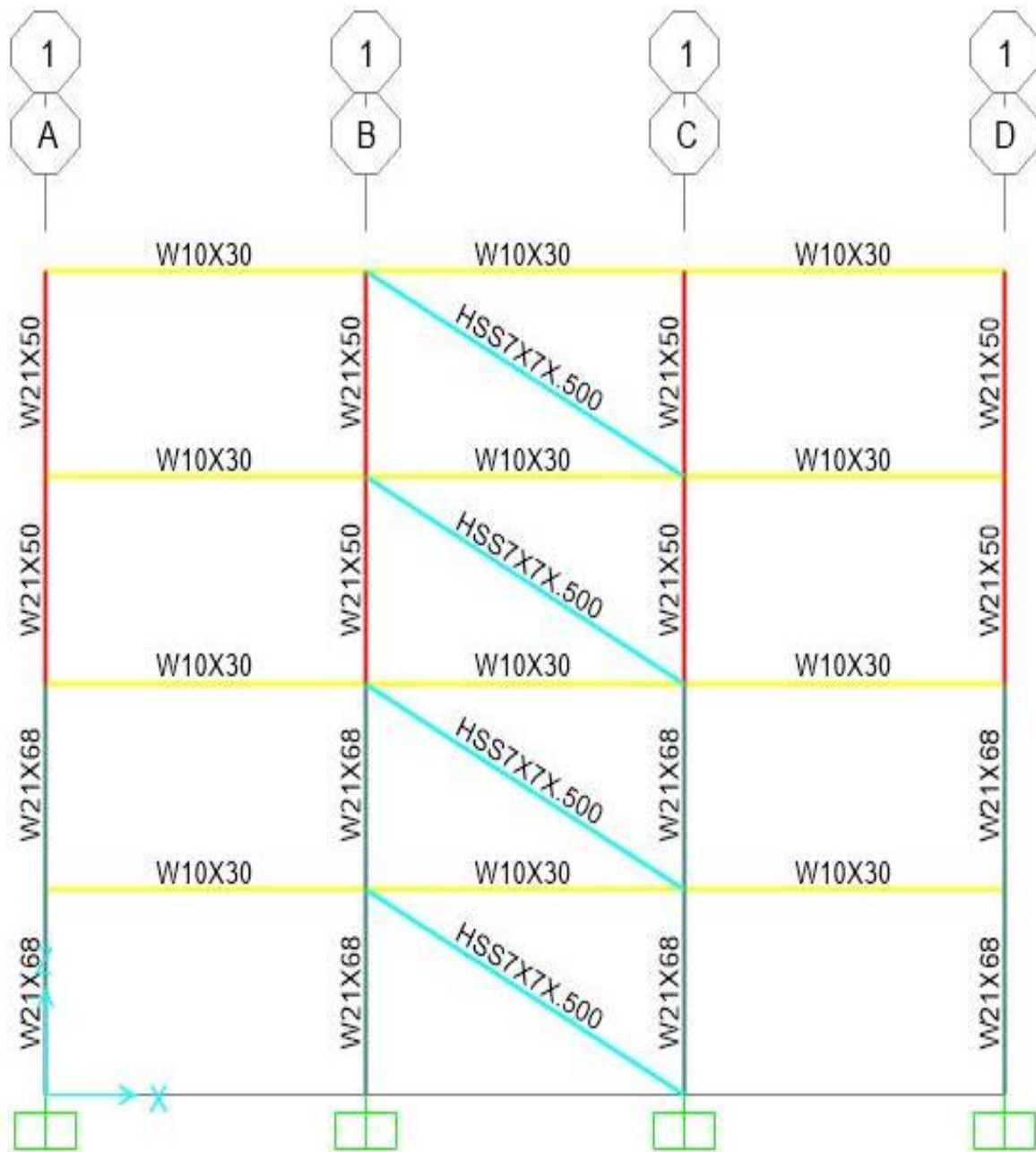


Ilustración AN-4. 4 Marco Ordinario Arriostrado Céntrico Tipo Diagonal. Eje-1 (Fuente Propia).

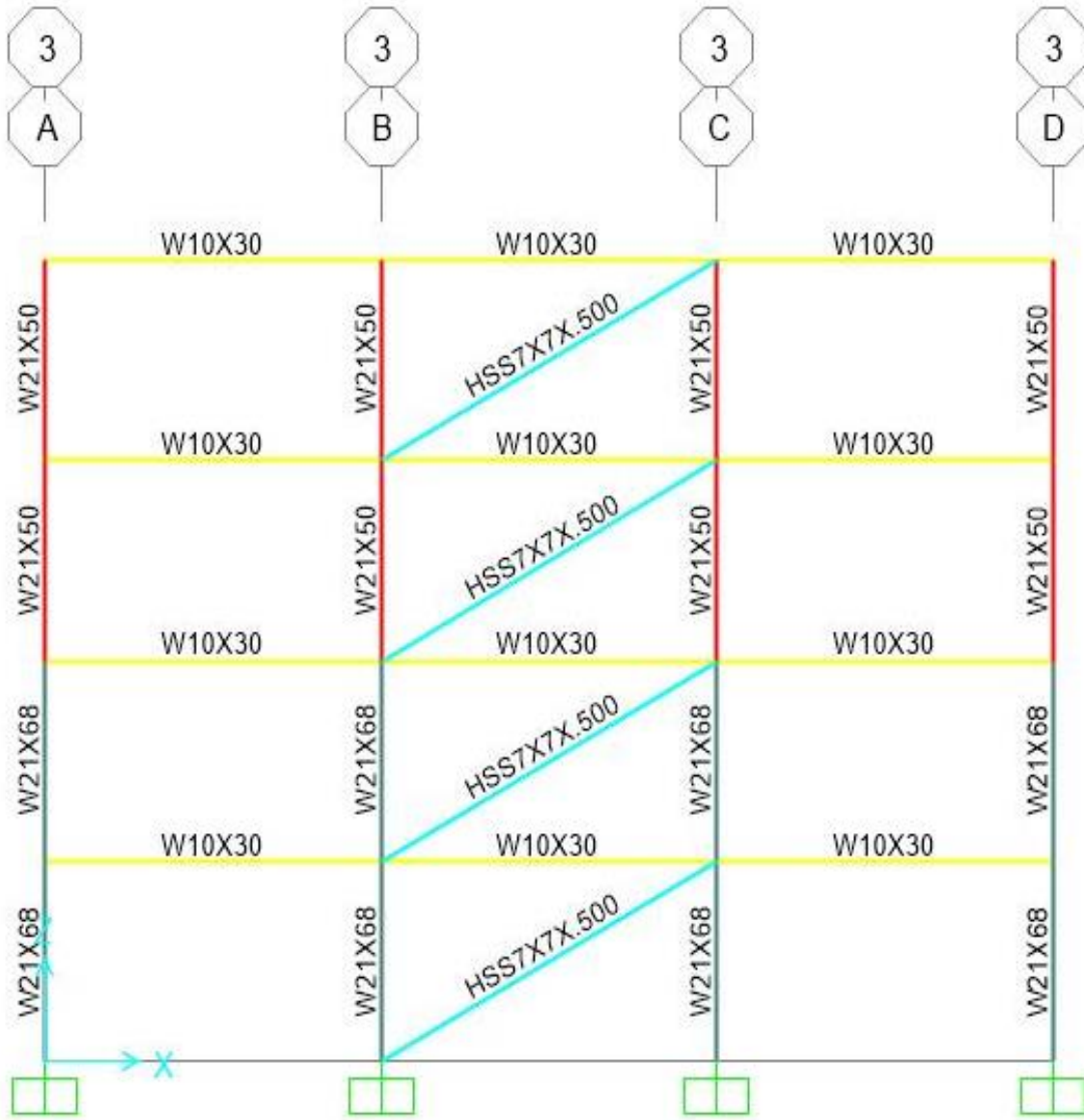


Ilustración AN-4. 5 Marco Ordinario Arriostrado Céntrico Tipo Diagonal. Eje3 (Fuente Propia)

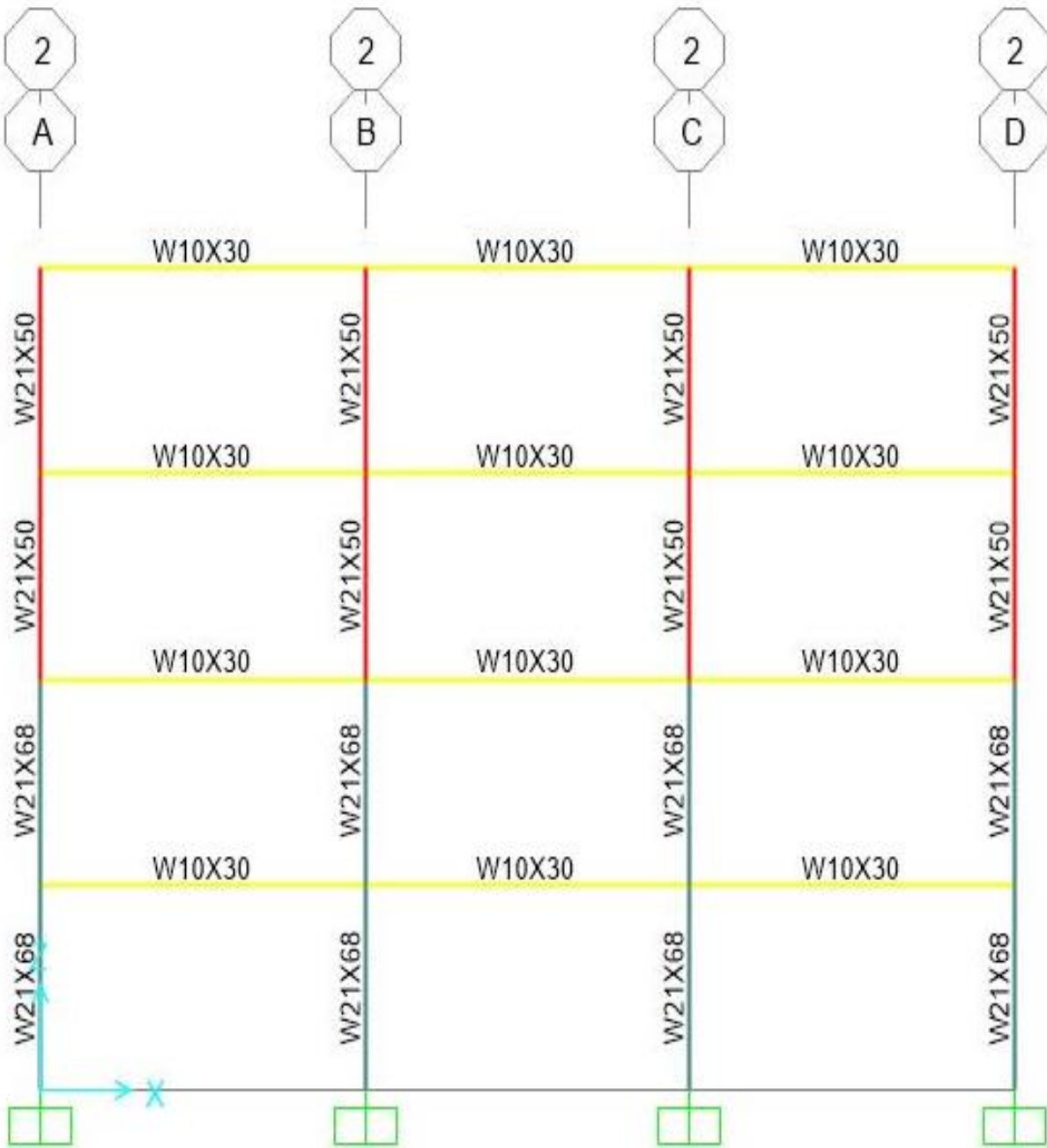


Ilustración AN-4. 6 Elevación estructural EJE-2 (Fuente propia).



Ilustración AN-4. 7 Elevación estructural EJE-A (Fuente propia).

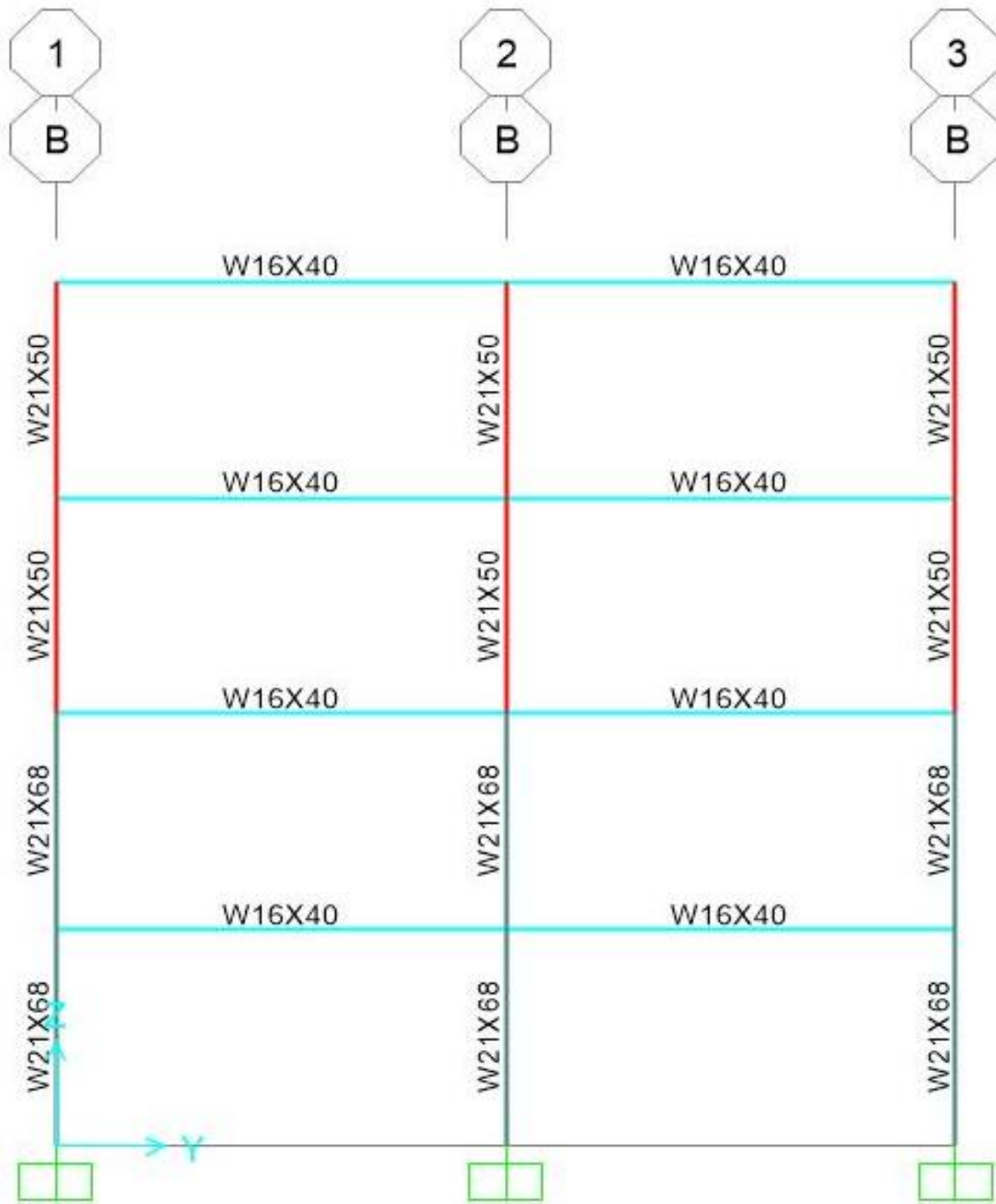


Ilustración AN-4. 8 Elevación estructural EJE-B (Fuente propia).

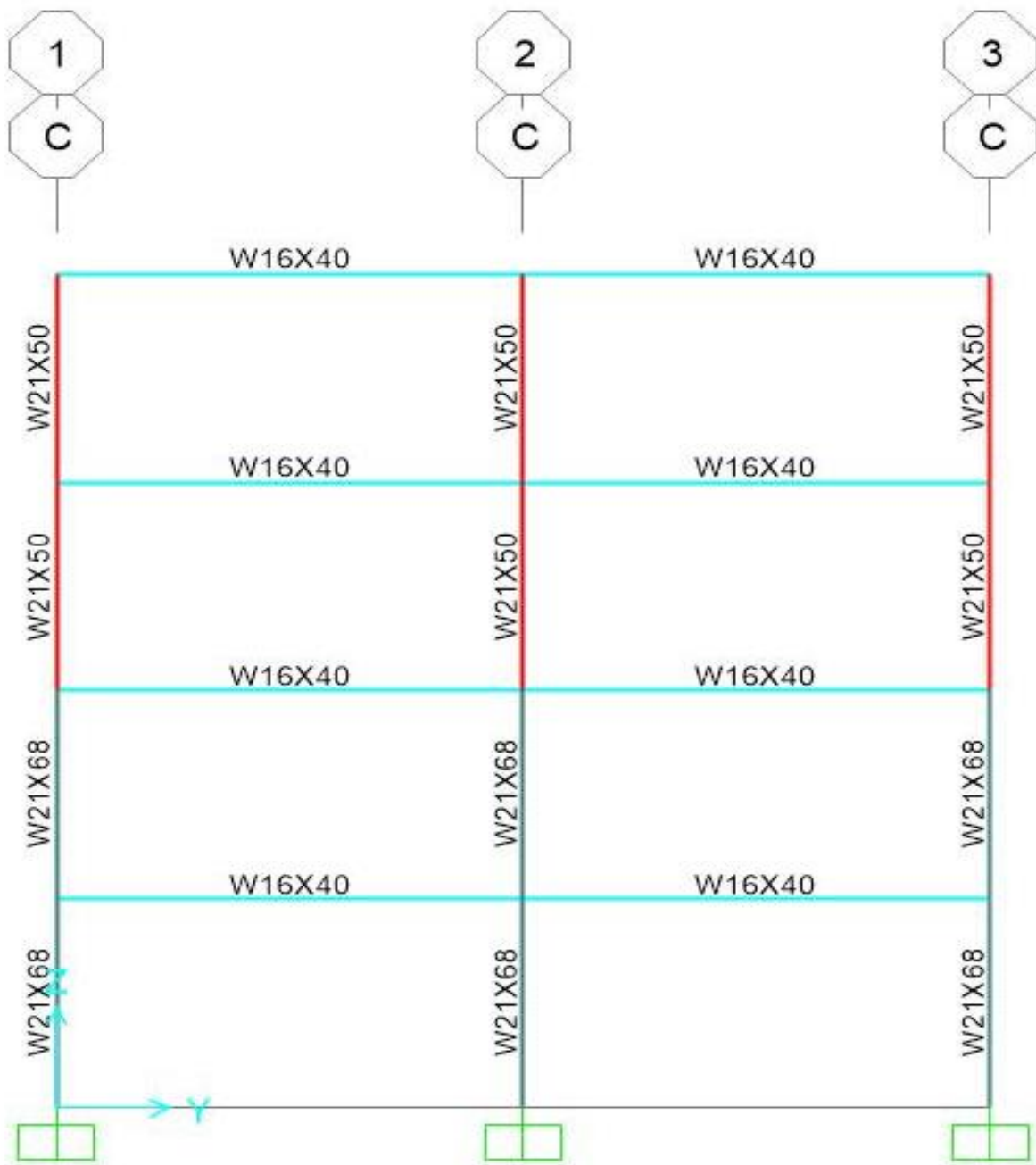


Ilustración AN-4. 9 elevación estructural EJE-C (Fuente propia).

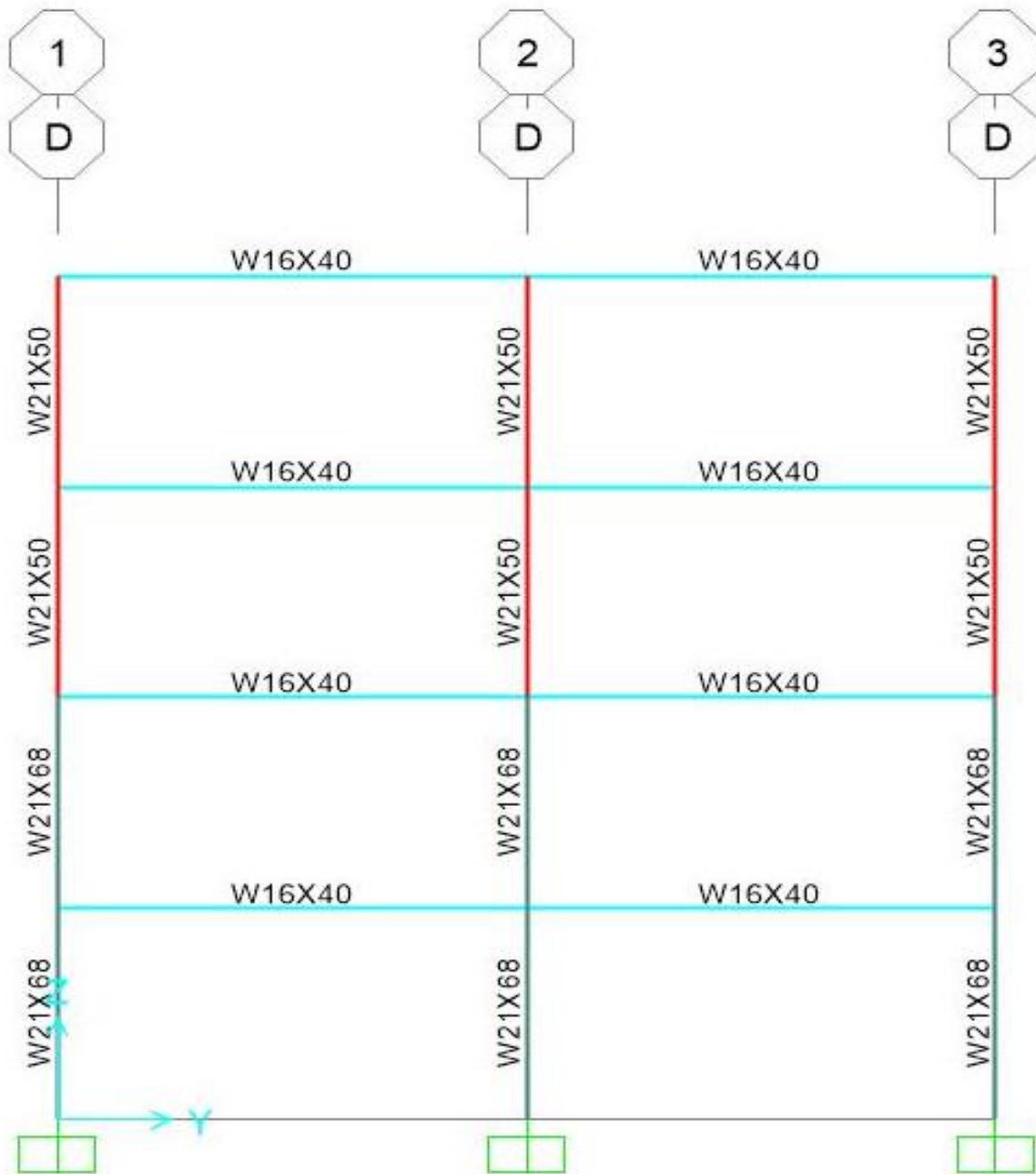


Ilustración AN-4. 10 Elevación estructural EJE-D (Fuente propia).

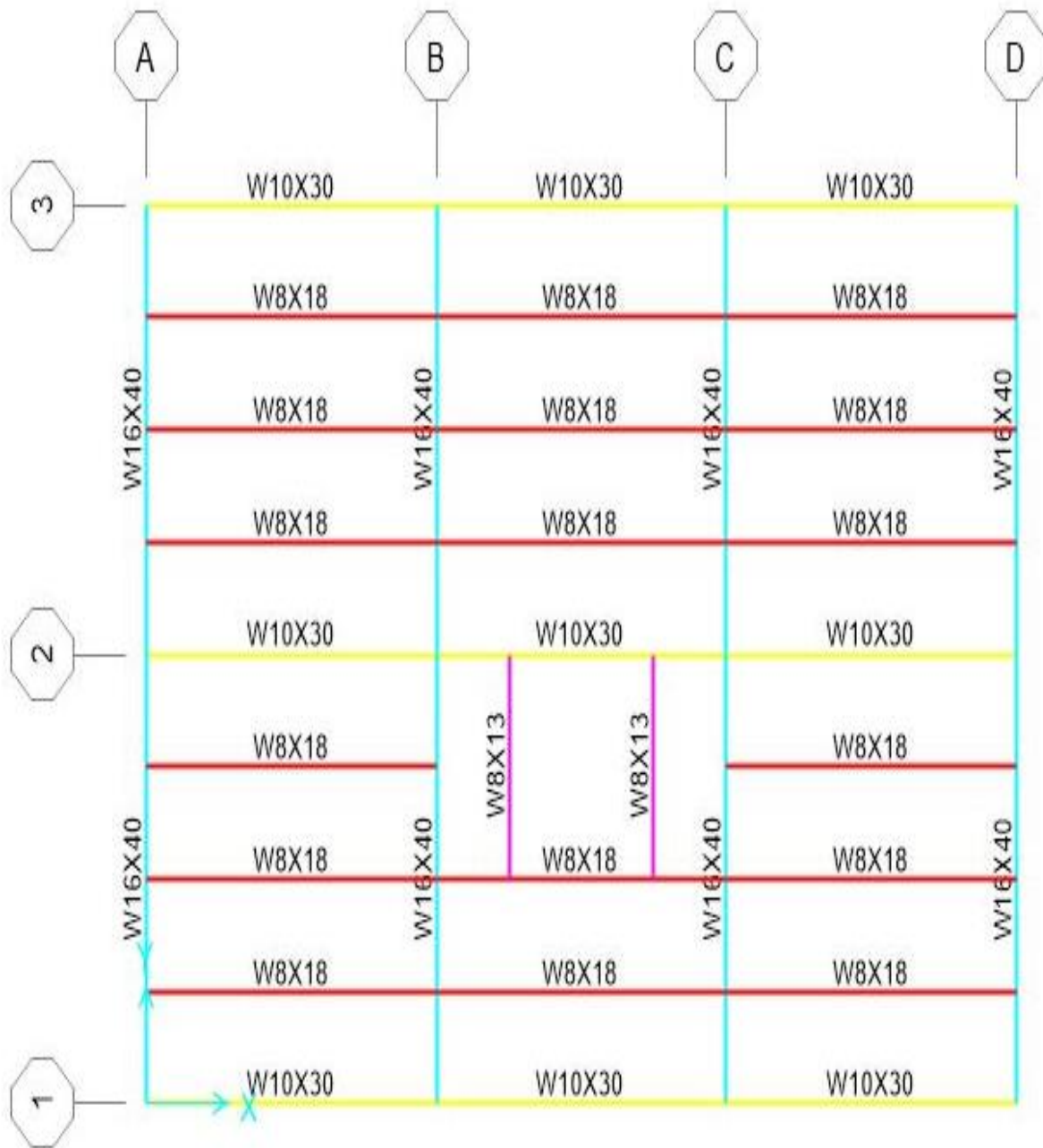


Ilustración AN-4. 11 Planta estructural Nivel N1, N2, N3 Y N4 (Fuente Propia).

Glosario

Análisis dinámico: Análisis de sistemas lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones.

Centro de Rigidez: Es aquel punto del piso donde al aplicar un cortante horizontal, solo se produce traslación.

Diafragma: Se entiende por diafragma cualquier sistema de techo o entrepiso capaz de transmitir fuerzas laterales de sismo o viento a los elementos verticales que forman el sistema resistente a dichas cargas.

Diafragma Flexible: Es aquel diafragma de techo o entrepiso que sólo tiene capacidad de transmitir fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma. Como ejemplo de diafragmas flexibles se pueden considerar: los sistemas de piso de madera y techos con forro inferior de madera contrachapada que estén debidamente unidos en toda su longitud a los elementos verticales resistentes a las cargas laterales. También se considera los techos arriostrados con elementos de acero, ya sea varilla o perfiles laminados.

Diafragma Rígido: ya sea de techo o entrepiso que pueda distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo. Como ejemplo de diafragmas rígidos se pueden considerar: Losa sólidas de concreto reforzado coladas en el sitio; o losas formadas por franjas

(viguetas) de elementos prefabricados sin juntas monolíticas entre ellas, pero con una losa sólida adicional de concreto reforzado coladas sobre los elementos prefabricados y debidamente ancladas a ellos.

Distorsión de entrepiso: Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.

Espectro de Respuesta: Es el valor máximo de la respuesta, de un sistema oscilatorio de un grado de libertad.

Sistema estructural: Son las estructuras compuestas de varios miembros, que soportan las edificaciones y tienen además la función de soportar las cargas que actúan sobre ellas transmitiéndolas al suelo. Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo.

Estados límite: Un estado límite está definido por una combinación de fuerzas, desplazamiento o niveles de fatiga, que determinan el inicio de un comportamiento inaceptable de la estructura. Para efectos de diseño estructural, se deben considerar, como mínimo, dos estados límite: el estado

límite de falla, y el estado límite de servicio.

Estado límite de falla: Se considera como estado límite de falla al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus componentes, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Esto se refiere, en general, a que se alcance, en las secciones críticas de los elementos estructurales, la capacidad ante carga axial, flexión, cortante, torsión, o combinaciones de estas fuerzas internas.

Estado límite de servicio: Se define como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación.

Excentricidad Estática: Es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada piso.

Excentricidad Accidental: Es una excentricidad adicional, que incorpora aproximadamente, los efectos de las irregularidades en la distribución de las masas y de la rigidez, así como los efectos de la excitación rotacional del terreno.

Marco Rígido (pórtico no dúctil): Sistema estructural formado por vigas y columnas ó cerchas y columnas unido en forma rígida en los nudos y que resiste las cargas principalmente por flexión.

Marco Dúctil: Sistema estructural con sus miembros y uniones calculadas de modo que pueda sufrir deformaciones inelásticas (de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor que la deformación elástica), sin pérdida de su resistencia.

Modos de vibración y oscilación: Son configuraciones geométricas de la estructura al desplazarse ésta armónicamente en ausencia de cargas externas. Los modos de oscilación se toman linealmente independientes y ortogonales (con respecto a las propiedades de inercia y rigidez de la estructura).

Períodos y frecuencias: Son los periodos y frecuencias asociados con los modos de oscilación; el período fundamental es el período natural de mayor valor.

Cronograma de actividades

| ITEM | ACTIVIDAD | PERIODO |
|-------------|---|-----------------------|
| 1 | Recopilación de información de fuentes primarias | 01/01/2019-30/01/2019 |
| 2 | Redacción de protocolo | 01/02/2019-28/02/2019 |
| 3 | Revisión de borrador | 1/03/2019-17/03/2019 |
| 4 | Entrega de protocolo | 18/03/2019 |
| 5 | Recopilación de información secundaria | 01/03/2019-17/03/2019 |
| 6 | Redacción de tesina | 15/02/2019-30/03/2019 |
| 7 | Modelado de estructura | 20/03/2019-21/03/2019 |
| 8 | Análisis e interpretación de resultado del modelo | 22/03/2019-22/03/2019 |
| 9 | Diseño de elementos estructurales | 23/03/2019-27/03/2019 |
| 10 | Redacción de comparativos de rendimientos | 28/03/2019-29/03/2019 |
| 11 | Revisión de borrador de tesina | 30/03/2019-01/04/2019 |
| 12 | Revisión de documento final de tesina | 02/03/2019-03/04/2019 |
| 13 | Entrega final de documento | 06/04/2019 |
| 14 | Elaboración de diapositivas | 7/04/2019-10/2019 |
