



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD ENTRE EL ENFOQUE GLOBAL Y EL ENFOQUE LOCAL DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autores:

Peem Richard Chamik Tsenkush

CI: 1400774558

Correo electrónico: prichardchamikts@gmail.com

Víctor Manuel Pulla Mayancela

CI: 0302914940

Correo electrónico: victormpulla@gmail.com

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano

CI: 0301547410

Cuenca - Ecuador

22 de octubre de 2020



Resumen:

El diseño por capacidad es ampliamente utilizado en el diseño de estructuras resistentes a la fuerza sísmica donde los análisis no lineales no son requeridos. Se realiza un modelo elástico de una estructura formada por pórticos especiales a momento de acero utilizando el software Etabs. Las características geométricas y las cargas aplicadas se tomaron del documento FEMA P-695. El diseño por serviciabilidad se realiza por dos métodos: Fuerza Lateral Equivalente y Análisis Modal Espectral. Analizamos dos enfoques de diseño aplicados al diseño por capacidad. En el enfoque global se utiliza un factor de sobrerresistencia para el diseño de las columnas y las conexiones, las vigas se diseñan sin utilizar el factor de sobrerresistencia con la finalidad de asegurar que la respuesta de la estructura ante las cargas cíclicas del sismo desarrolle el mecanismo de viga, como exige la Norma. En el enfoque local no se utiliza el factor de sobrerresistencia, se diseñan las columnas y conexiones con la máxima capacidad desarrollada en las rótulas plásticas proyectadas en la cara de la columna, con la finalidad de que el mecanismo de viga se desarrolle, en otras palabras, es un diseño de elemento a elemento. Finalmente, se presenta una guía del diseño por capacidad aplicando los enfoques global y local.

Palabras clave: Diseño por capacidad. Enfoque global. Enfoque local. Factor de sobrerresistencia. Rótulas plásticas.



Abstract:

Capacity design is widely used in seismic forces resistant structures design where non-linear analyzes are not required. An elastic model of a structure formed by steel special moment frames is made using the Etabs software. Geometric characteristics and applied loads were taken from FEMA P-695. Serviceability design is carried out by two methods: Equivalent Lateral Force and Modal Spectral Analysis. We analyze two design approaches applied to capacity design. In global approach, an overstrength factor is used for columns and connections design, beams are designed without overstrength factor in order to ensure that the structure response to the earthquake cyclical loads develops the beam mechanism, as required by the Standard. In local approach, the overstrength factor is not used, columns and connections are designed with the maximum capacity developed in the plastic hinges projected on the face of the column, in order for the beam mechanism to develop, i.e., is an element-by-element design. Finally, a capacity design guide is presented applying the global and local approaches.

Keywords: Capacity design. Global approach. Local approach. Overstrength factor. Plastic hinges.



Tabla de Contenido

Resumen:	2
Abstract:.....	3
INTRODUCCIÓN	22
Capítulo 1	28
1. Marco Teórico	28
1.1. Definiciones Previas	28
1.1.1. Pórticos a Momento	28
1.1.2. Acero Estructural: Generalidades.....	30
1.1.3. Factores Para Sistemas Sismorresistentes	32
1.1.3.1. Factor de Modificación de Respuesta R	32
1.1.3.2. Factor de Redundancia ρ	32
1.1.3.3. Factor de Sobrerresistencia.....	33
1.1.3.4. Factor de Amplificación de Deflexión	33
1.2. Diseño por Capacidad	34
1.2.1. Principales Características.....	35
1.2.2. Analogía de la Cadena Dúctil.....	36
1.2.3. Diseño por Capacidad de Estructuras.....	38
1.3. Mecanismos Deseables e Indeseables.....	39
1.4. Pórticos Especiales a Momento (PEM).....	40
1.4.1. Generalidades.....	40
1.4.2. Comportamiento Sísmico	41
1.5. Consideraciones Para el Diseño.....	42
1.5.1. Columna Fuerte–Viga Débil	42



1.5.2.	Conexiones Viga–Columna.....	45
1.5.3.	Arriostramiento Lateral.....	47
1.5.3.1.	Arriostramiento en Vigas.....	48
1.5.3.2.	Arriostramientos Especiales en Ubicaciones de Rótulas Plásticas	49
1.5.3.3.	Arriostramientos en Conexiones Viga–Columna.....	50
1.5.4.	Zona del Panel.....	52
1.5.4.1.	Generalidades	52
1.5.4.2.	Comportamiento	53
1.5.4.3.	Fuerzas Internas.....	54
1.5.4.4.	Diseño	59
1.5.4.4.1.	Resistencia Requerida a Corte.....	59
1.5.4.4.2.	Espesor.....	61
1.5.4.4.3.	Placas Dobles o Doubler Plates	63
1.5.5.	Placas de Continuidad	65
1.5.5.1.	Condiciones que Requieren Placas de Continuidad	66
1.5.5.2.	Requerimientos para las Placas de Continuidad.....	67
1.5.6.	Empalmes de Columnas	68
1.5.6.1.	Ubicación de Empalmes	68
1.5.6.2.	Resistencia Requerida.....	69
1.5.6.3.	Resistencia Requerida a Corte	70
1.5.6.4.	Configuraciones de Empalme.....	70
1.5.6.5.	Empalmes Atornillados	71
1.5.7.	Vigas y Columnas	71
1.5.7.1.	Requerimientos Básicos	71



1.5.7.2.	Alas de Vigas.....	72
1.5.7.3.	Zonas Protegidas.....	72
1.6.	Viga de Sección Reducida.....	72
Capítulo 2	76
2.	Materiales y Metodología	76
2.1.	Enfoques de Diseño por Capacidad	76
2.1.1.	Enfoque a Nivel Global.....	77
2.1.2.	Enfoque a Nivel Local	79
2.2.	Conexión RBS.....	82
2.3.	Descripción de la Estructura.....	85
2.4.	Materiales y Cargas Aplicadas	87
2.5.	Espectro Elástico de Diseño.....	88
2.5.1.	Cálculo del Espectro Elástico de Diseño	88
2.5.2.	Determinación de Parámetros.....	90
2.5.3.	Construcción del espectro.....	91
2.6.	Irregularidad e Importancia.....	92
Capítulo 3	92
3.	Modelamiento y Análisis Estructural.....	92
3.1.	Modelamiento Estructural.....	93
3.2.	Análisis Estructural	95
3.2.1.	Análisis de Fuerza Lateral Equivalente	95
3.2.1.1.	Período Fundamental de Vibración.....	96
3.2.1.2.	Cortante Basal.....	97
3.2.1.3.	Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales	99



3.2.1.4.	Irregularidad Torsional	101
3.2.1.5.	Control de Derivas	102
3.2.1.6.	Efectos P-Delta.....	103
3.2.1.7.	Secciones.....	104
3.2.2.	Análisis Modal Espectral	105
3.2.2.1.	Períodos y Participación Modal de Masas	105
3.2.2.2.	Cortante Basal.....	105
3.2.2.3.	Control de Derivas	106
3.2.2.4.	Secciones.....	107
3.3.	Diseño del Sistema Resistente a Cargas Gravitatorias.....	108
3.3.1.	Combinaciones de Carga.....	108
3.3.2.	Diseño de Viga.....	109
3.3.3.	Diseño de Columna.....	111
3.3.4.	Selecciones del Sistema Resistente a Cargas Gravitatorias	114
Capítulo 4	115
4.	Diseño por Capacidad.....	115
4.1.	Enfoque Local	115
4.1.1.	Combinaciones de Carga.....	116
4.1.2.	Diseño de Columna.....	117
4.1.3.	Diseño de Viga.....	119
4.1.4.	Diseño de Conexión RBS.....	121
4.1.5.	Diseño de la Zona del Panel	124
4.1.6.	Secciones	126
4.2.	Enfoque Global.....	127



4.2.1.	Combinaciones de Carga.....	127
4.2.2.	Diseño de Columna.....	127
4.2.3.	Diseño de Viga.....	130
4.2.4.	Diseño de la Zona del Panel	131
4.2.5.	Secciones	132
Capítulo 5	133
5.	Análisis de Resultados	133
5.1.	Análisis de Fuerza Lateral Equivalente vs Análisis Modal Espectral	133
5.2.	Enfoque Global vs Enfoque Local.....	134
5.2.1.	Diseño de Vigas	134
5.2.2.	Diseño de Columnas.....	135
5.2.3.	Diseño de Conexión	137
5.2.4.	Diseño de la Zona del Panel	138
5.2.5.	Secciones y Costos.....	138
5.3.	Resultados de Etabs vs Resultados Manuales	139
5.3.1.	Diseño de Columna.....	140
5.3.2.	Diseño de Viga RBS	141
5.3.3.	Criterio Columna Fuerte–Viga Débil.....	142
Capítulo 6	143
6.	Conclusiones y Recomendaciones.....	143
7.	Referencias.....	145
8.	Anexos.....	148
8.1.	Diseño del Sistema Resistente a Cargas Gravitatorias.....	148
8.2.	Diseño por Capacidad: Enfoque Local.....	158



8.3.	Diseño por Capacidad: Enfoque global.....	187
8.4.	Resultados Etabs: Columna	206
8.5.	Resultados Etabs: Viga RBS	208



Índice de figuras

Figura 1 Componentes estructurales de un pórtico a momento	28
Figura 2 Mecanismos de falla en pórticos a momento.....	29
Figura 3 Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM	31
Figura 4 Principio del diseño por capacidad explicado con la cadena dúctil.....	37
Figura 5 Mecanismos deseables e indeseables	40
Figura 6 Fuerzas internas en columnas, vigas y zona de paneles	42
Figura 7 Degradación de resistencia aceptable.....	47
Figura 8 Mecanismo de deformación plástica con articulaciones en vigas	47
Figura 9 Arriostramiento lateral para eliminar el pandeo lateral torsional	48
Figura 10 Fallas típicas en vigas de acero	51
Figura 11 Zona del panel en pórticos de acero	52
Figura 12 Tensiones de corte en la zona del panel modelado mediante elementos finitos.....	53
Figura 13 Comportamiento de la zona del panel	54
Figura 14 Fuerzas internas en zonas del panel.....	55
Figura 15 Esquema de conexión viga–columna.....	61
Figura 16 Placa doble con soldadura de tapón	62
Figura 17 Placas dobles sin placas de continuidad.....	65
Figura 18 Detalle de conexión RBS	73
Figura 19 Conexión a momento viga de sección reducida	74
Figura 20 Conexión a momento viga de sección reducida	75
Figura 21 Ejemplo del comportamiento de una viga de sección reducida	75
Figura 22 Comportamiento de factores sísmicos utilizados en ASCE 7	77
Figura 23 Determinación de fuerzas en FCE (columna): Enfoque a Nivel Global.....	79



Figura 24 Determinación de fuerzas en FCE (columna): Enfoque a Nivel Local.....	80
Figura 25 Diagrama de cuerpo libre entre centro de RBS y la cara de la columna.....	84
Figura 26 Configuración de la estructura en planta.....	86
Figura 27 Vista en elevación de la estructura.....	87
Figura 28 Espectro elástico de diseño ASCE 7.....	88
Figura 29 Espectro elástico de diseño.....	91
Figura 30 Desvinculación del sistema sismorresistente del sistema resistente a cargas gravitatorias.....	94
Figura 31 Modelo de la estructura.....	94
Figura 32 Derivas de piso.....	107
Figura 33 Elementos diseñados del sistema resistente a cargas gravitatorias.....	109
Figura 34 Elementos diseñados del sistema resistente a fuerza sísmica aplicando el enfoque local.....	116
Figura 35 Refuerzos transversales y placas dobles.....	126
Figura 36 Elementos diseñados del sistema resistente a fuerza sísmica aplicando el enfoque global.....	128



Índice de Tablas

Tabla 1 Factores de desempeño sísmico.....	85
Tabla 2 Parámetros utilizados en la construcción del espectro elástico de diseño	91
Tabla 3 Coeficiente para el límite superior del período calculado.....	96
Tabla 4 Valores aproximados de los parámetros C_t y x	97
Tabla 5 Período fundamental aproximado.....	97
Tabla 6 Cortante basal.....	99
Tabla 7 Distribución vertical y horizontal	100
Tabla 8 Modos de vibración	101
Tabla 9 Verificación de irregularidad torsional.....	102
Tabla 10 Derivas de piso	103
Tabla 11 Análisis de estabilidad.....	104
Tabla 12 Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica	104
Tabla 13 Períodos y participación modal de masas	105
Tabla 14 Cortante basal escalado.....	106
Tabla 15 Derivas de piso	106
Tabla 16 Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica	107
Tabla 17 Pandeo local de viga del sistema resistente a cargas gravitatorias	110
Tabla 18 Diseño a flexión de viga del sistema resistente a cargas gravitatorias.....	110
Tabla 19 Diseño a cortante de viga del sistema resistente a cargas gravitatorias	111
Tabla 20 Pandeo local de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias	112
Tabla 21 Longitudes características y factor de modificación de momento	112
Tabla 22 Diseño a flexión de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias.....	112
Tabla 23 Diseño a compresión de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias.....	113



Tabla 24	Diseño a flexo-compresión de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias ..	113
Tabla 25	Diseño a cortante de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias	114
Tabla 26	Columnas del Sistema resistente a cargas gravitatorias.....	114
Tabla 27	Vigas del sistema resistente a cargas gravitatorias	115
Tabla 28	Pandeo local de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica.....	117
Tabla 29	Longitudes características y factor de modificación de momento	117
Tabla 30	Diseño a flexión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	118
Tabla 31	Diseño a compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	118
Tabla 32	Diseño a flexo-compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	118
Tabla 33	Diseño a cortante de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	119
Tabla 34	Valores utilizados en el corte del ala de la viga del sistema resistente a la fuerza sísmica	119
Tabla 35	Pandeo local de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica.....	120
Tabla 36	Diseño a flexión de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica.....	120
Tabla 37	Diseño a cortante de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica	121
Tabla 38	Parámetros utilizados en el diseño de la conexión	122
Tabla 39	Resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna	122
Tabla 40	Resistencia a cortante de la viga en la cara de la columna	123
Tabla 41	Columna fuerte–viga débil.....	123
Tabla 42	Resistencia a cortante de la zona del panel	124
Tabla 43	Espesor de placas dobles	124
Tabla 44	Cargas concentradas en alas y alma de la columna.....	125
Tabla 45	Dimensiones de placas de continuidad	125
Tabla 46	Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica aplicando el enfoque local	127



Tabla 47 Pandeo local de columna del Sistema resistente a la fuerza sísmica	128
Tabla 48 Longitudes características y factor de modificación de momento	129
Tabla 49 Diseño a flexión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	129
Tabla 50 Diseño a compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	129
Tabla 51 Diseño a flexo-compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	130
Tabla 52 Diseño a cortante de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica	130
Tabla 53 Diseño a flexión de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica	131
Tabla 54 Diseño a cortante de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica	131
Tabla 55 Resistencia a cortante de la zona del panel	132
Tabla 56 Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica aplicando el enfoque global	132
Tabla 57 Peso de vigas de la estructura con análisis FLE y AME	133
Tabla 58 Peso de columnas de la estructura con análisis FLE y AME	134
Tabla 59 Variación de peso de la estructura con análisis FLE y AME	134
Tabla 60 Relación demanda-capacidad de viga con enfoque local y global: flexión	134
Tabla 61 Relación demanda-capacidad de viga con enfoque local y global: cortante	135
Tabla 62 Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: flexión	136
Tabla 63 Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: compresión	136
Tabla 64 Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: flexo-compresión	137
Tabla 65 Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: cortante	137
Tabla 66 Relación demanda-capacidad de la zona del panel con enfoque local y global: cortante	138
Tabla 67 Pesos de vigas de la estructura obtenidos con los dos enfoques de diseño	139
Tabla 68 Pesos de columnas de la estructura obtenidos con los dos enfoques de diseño	139



Tabla 69 Variación de peso de la estructura con el enfoque local y el enfoque global	139
Tabla 70 Comparación de resultados de diseño a compresión de columna (SFRS)	140
Tabla 71 Comparación de resultados de diseño a flexo-compresión de columna (SFRS).....	140
Tabla 72 Comparación de resultados de diseño a cortante de columna (SFRS).....	140
Tabla 73 Comparación de resultados de diseño a flexión de viga RBS (SFRS).....	141
Tabla 74 Comparación de resultados de diseño a cortante de viga RBS (SFRS)	142
Tabla 75 Comparación de resultados de diseño a cortante de viga RBS (SFRS)*	142
Tabla 76 Comparación de resultados del criterio columna fuerte–viga débil	143



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Peem Richard Chamik Tsenkush en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD ENTRE EL ENFOQUE GLOBAL Y EL ENFOQUE LOCAL DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 22 de octubre de 2020

Peem Richard Chamik Tsenkush

C.I: 1400774558



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Víctor Manuel Pulla Mayancela en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD ENTRE EL ENFOQUE GLOBAL Y EL ENFOQUE LOCAL DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 22 de octubre de 2020

Victor Manuel Pulla Mayancela

C.I: 0302914940



Cláusula de Propiedad Intelectual

Peem Richard Chamik Tsenkush, autor/a del trabajo de titulación "COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD ENTRE EL ENFOQUE GLOBAL Y EL ENFOQUE LOCAL DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 22 de octubre de 2020

Peem Richard Chamik Tsenkush

C.I: 1400774558



Cláusula de Propiedad Intelectual

Victor Manuel Pulla Mayancela, autor/a del trabajo de titulación "COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD ENTRE EL ENFOQUE GLOBAL Y EL ENFOQUE LOCAL DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 22 de octubre de 2020

Victor Manuel Pulla Mayancela

C.I: 0302914940



AGRADECIMIENTOS

Mi mayor agradecimiento es a mis padres Ángel Pulla y Juana Mayancela, a mi esposa quienes siempre me han apoyado para cumplir mis metas. Agradezco a mis hermanos con los que siempre he contado y a todos los profesores que me impartieron sus conocimientos durante mi carrera universitaria, de manera especial al Ing. Francisco Flores, PhD. por toda la ayuda y guía brindada en el desarrollo del trabajo de titulación. A mis familiares y amigos que me han apoyado en este trayecto universitario.

Víctor M. Pulla M.

Agradezco a Dios, a mi abuelita Consuelo (+), a mis padres Tito Chamik y Rosa Tsenkush, a mi ñaño Tito, a mis ñañas Elizabeth, Diana y Karina, por haber luchado junto a mi y siempre haberme apoyado en los momentos buenos y en los momentos difíciles. Siempre les estaré agradecido.

Agradezco al Ing. Francisco Flores por toda la ayuda brindada en el desarrollo del trabajo de titulación, por haber compartido su conocimiento y por los consejos brindados.

A mi compañero de tesis Víctor, gracias por haber luchado junto a mí, ¡lo logramos!

A todos los que de alguna forma u otra me brindaron su apoyo. ¡Gracias totales!

Peem R. Chamik Ts.



DEDICATORIA

A mis padres:

Ángel Pulla y Juana Mayancela quienes han sido el pilar fundamental a lo largo de mi vida y me han brindado su apoyo en todo momento.

A mis hijos:

Kuri Sisa y Pablo Isaac quienes son mi mayor razón para cumplir mis metas.

A mis hermanos:

José, Avelina, Bertha y Elsa quienes han brindado su apoyo incondicional y por haber confiado en mí a lo largo de mi vida.

A mis familiares:

Tíos y primos que me han brindado su apoyo para culminar mis estudios y me han dado su respaldo en mis proyectos.

A mis amigos:

Que me acompañaron y me han brindado su amistad sincera en el trayecto de mi vida y de la carrera universitaria.

Víctor M. Pulla M.

De manera especial dedico este trabajo a mi abuelita Consuelo (+), por siempre haberme animado, por los consejos brindados y las experiencias vividas.

A mis padres, a mi ñaño y a mis ñañas, sin ustedes no lo hubiese logrado, por siempre haberme apoyado y por acompañarme a lo largo de este trayecto.

“La disciplina, tarde o temprano, vencerá a la inteligencia.”

Anónimo

Peem R. Chamik Ts.



INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación trata sobre el diseño de una estructura de acero de ocho pisos de altura aplicando la metodología de diseño por capacidad, utilizando dos enfoques de diseño: a nivel local y a nivel global. La estructura mencionada está ubicada en un perfil de suelo tipo D, de acuerdo a su nivel de sismicidad. El diseño por capacidad se aplica a nivel mundial en estructuras de acero y hormigón armado por su relativa simplicidad en comparación con otros métodos de diseño, por ejemplo: diseño de estructuras aplicando análisis no lineal. El diseño por capacidad es requerido cuando la zona en las que se va a construir la edificación presenta un nivel de sismicidad elevado. Nuestro país es un ejemplo de ello, debido a que se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Por tanto, es necesario conocer los criterios a considerar al utilizar esta metodología de diseño en estructuras de acero, si bien el concepto es el mismo tanto para estructuras de hormigón armado como de acero, se debe tener en cuenta las variaciones de diseño que existe entre las mismas. El fin del presente trabajo de investigación es diseñar la estructura mencionada anteriormente utilizando el diseño por capacidad y comparar los resultados obtenidos aplicando estos dos enfoques desde el punto de vista de economía y de tiempo de análisis.

Antecedentes

El nivel de sismicidad en Ecuador es elevado, los sismos con magnitud mayor a 5.0 son frecuentes y muchos de ellos ocurren en las placas superficiales causando a menudo daños en las estructuras (Moya, 2009). A lo largo del tiempo nuestro país ha experimentado varios sismos de gran magnitud: terremoto de Riobamba de 1797, 8.3 en magnitud de onda superficial (M_s); terremoto de Ecuador y Colombia de 1906 con epicentro en Esmeraldas, 8.8 en la escala sismológica de magnitud de momento (M_w); y terremoto de 2016 con epicentro en Manabí; 7.8 en la escala sismológica de magnitud de momento (M_w), (Araujo, 2018); se han citado estos terremotos debido



a su magnitud y al daño causado en su momento: pérdidas económicas considerables y pérdidas humanas invaluableles.

Después del terremoto de Northridge, en 1994, en Los Ángeles, los ingenieros se sorprendieron al descubrir que más de 20 estructuras modernas de pórticos especiales resistentes a momento habían sufrido una fractura frágil en sus conexiones soldadas de viga a columna. Daño similar ocurrió un año después en el terremoto de Kobe, en 1995, en Japón. A raíz de estos descubrimientos, se desarrolló un programa de investigación para determinar las causas de este comportamiento no anticipado y desarrollar recomendaciones para una construcción de pórticos con capacidad a mayor momento. Esta investigación realizada a lo largo de ocho años por el consorcio de profesionales e investigadores SAC Joint Venture, resultó ser la base de las disposiciones de diseño actuales para los pórticos de momento contenidos en AISC 341, AISC 358 y AWS D1.8 (Hamburger & Malley, 2016).

El concepto del diseño por capacidad surgió en Nueva Zelanda, como una propuesta de Hollings, 1969, para lograr una respuesta dúctil de las estructuras de hormigón armado. A partir de esta idea, Robert Park y Thomas Paulay, y posteriormente Nigel Priestley (Paulay and Priestley, 1992) y muchos otros investigadores, desarrollaron un método de diseño que en la actualidad se aplica a distintos tipos de estructuras (Crisafulli F. J., 2018). La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), sigue esta filosofía de diseño en: Estructuras de Acero NEC-SE-AC (2015) y Estructuras de Hormigón Armado NEC-SE-HM (2015), para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura en caso de ocurrencia de un sismo severo, teniendo en cuenta la importancia y ubicación de la misma.

Justificación

El diseño por capacidad es ampliamente utilizado a nivel mundial en estructuras metálicas y en estructuras de hormigón armado, a raíz de este último surgió esta metodología de diseño.



En nuestro país la Norma que se utiliza para el diseño de pórticos especiales a momento (PEM) de acero es la NEC-SE-AC (2015). El enfoque que utiliza esta Norma para aplicar la metodología de diseño por capacidad es el enfoque local, es decir, se diseña de forma explícita las rótulas plásticas que van a formarse en las vigas debido a la carga lateral impartida por el sismo. Así, se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las rótulas plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel, también se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas (NEC-SE-AC, 2015); sin embargo, existe otro enfoque de diseño para estructuras metálicas aplicando el diseño por capacidad: enfoque global.

A diferencia del enfoque local, el enfoque global es un método de diseño simplificado en el que las rótulas plásticas se diseñan de forma implícita haciendo uso del factor de sobrerresistencia, Ω_o , dado en la Norma ASCE 7. El factor de sobrerresistencia permite amplificar las fuerzas de diseño sísmico para obtener la máxima resistencia a la que estará sometida la estructura cuando se dé la ocurrencia del sismo de diseño.

Debido a que el enfoque global es un método de diseño que no se encuentra estudiado explícitamente, uno de los objetivos de este trabajo es realizar el análisis de esta metodología, así como también del enfoque local, este último siguiendo la metodología de la NEC-SE-AC (2015). Sin embargo, la Norma NEC-SE-AC (2015) utiliza la versión 2010 de las Normas AISC 341 y AISC 360, y la versión 2005 para la Norma AISC 358; actualmente se encuentra disponible la versión 2016 de las Normas AISC 341, AISC 360 y AISC 358, estas últimas serán utilizadas en el diseño. Como se mencionó previamente, el objetivo principal del presente trabajo es comparar los resultados obtenidos con estos dos enfoques de diseño: local y global, aplicados al diseño por capacidad en este tipo de estructuras de acero.

Problema



Nuestro país es propenso a eventos sísmicos debido a su ubicación geográfica, al realizar el diseño de edificaciones se debe tener en cuenta el riesgo al que van a estar sometidas a lo largo de su vida útil, de tal forma que se realice un diseño adecuado capaz de evitar el colapso de las edificaciones y así, preservar la vida de sus ocupantes.

Al diseñar PEM con acero como material principal, dependiendo de la configuración y ocupación de la estructura, el diseño por capacidad es generalmente utilizado a menos que el análisis no lineal sea requerido. Como se mencionó anteriormente, el enfoque local se utiliza en el diseño por capacidad con un análisis que no es complejo, pero si demorado; al aplicar el enfoque global se busca simplificar el diseño de la estructura, respecto a tiempo y análisis.

Objetivo principal

- Diseñar una estructura de acero formada por pórticos especiales a momento (PEM) utilizando el diseño por capacidad.

Objetivos específicos

- Modelamiento y análisis de la estructura utilizando el software Etabs.
- Diseño por capacidad aplicando el enfoque a nivel global.
- Diseño por capacidad aplicando el enfoque a nivel local.
- Analizar y comparar el enfoque local y global para dar a conocer los resultados de los mismos.
- Guía de diseño por capacidad de pórticos especiales a momento de acero.

Alcance

En este trabajo de investigación se pretende realizar una guía del diseño por capacidad de una estructura de acero formada por pórticos especiales a momento (PEM) con dos enfoques diferentes: global y local. Al trabajar con estos enfoques, obtenemos el esfuerzo máximo de los



elementos de la estructura de manera implícita, esto con la finalidad de evitar diseños no lineales complejos.

El diseño de los elementos que conforman la estructura se realizó utilizando las especificaciones de las Normativas: ASCE 7-16 (Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures), AISC 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), AISC 358-16 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No.1) y AISC 360-16 (Specification for Structural Steel Buildings), La estructura utilizada en el diseño fue tomada de NIST CGR 10-917-8 (Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors).

Organización de capítulos

El presente trabajo de titulación se encuentra organizado en seis capítulos. En el capítulo 1 se presenta la teoría utilizada en el desarrollo del trabajo, que sirve como base para un mejor entendimiento de los capítulos posteriores, además, se presenta las consideraciones necesarias para el diseño de la estructura en base a las Normas mencionadas anteriormente. En el capítulo 2 se explica la metodología del diseño por capacidad con enfoque a nivel local a nivel global, se describen los pasos utilizados en el diseño de la conexión y se presenta el prototipo de estudio, las cargas utilizadas en el modelamiento y la obtención del espectro de diseño. En el capítulo 3 se desarrolla el modelamiento de la estructura, el análisis sísmico estático y el análisis modal espectral, realizando control de derivas, cortante basal y efectos P-Delta. Se obtienen las secciones de los pórticos especiales a momento y las solicitaciones utilizadas posteriormente en el diseño por capacidad, además, se realiza el diseño del sistema resistente a cargas gravitatorias. En el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos del diseño por capacidad aplicando los enfoques a nivel global y local. En el capítulo 5 se realiza la discusión de los resultados obtenidos entre los dos enfoques de diseño y, se comparan los resultados obtenidos manualmente y los que da el software



Etabs. En el último capítulo se presentan las conclusiones del trabajo desarrollado, se hacen algunas recomendaciones en base a los resultados obtenidos. Finalmente, se adjuntan anexos de los cálculos realizados en el desarrollo del trabajo.

Capítulo I

1. Marco Teórico

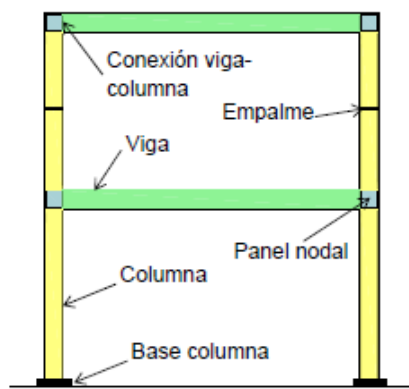
1.1. Definiciones Previas

1.1.1. Pórticos a Momento

Un pórtico resistente a momento o pórtico a momento está formado por vigas y columnas sin arriostramientos, que se conectan entre sí por medio de nudos rígidos. Este tipo de pórticos se caracterizan por desarrollar una elevada disipación de energía como consecuencia de su elevada ductilidad; sin embargo, tienen poca rigidez, lo cual afecta significativamente al control de derivas de piso (Zigurat Global Institute of Technology [Zigurat Institute], 2018). Desde el punto de vista estructural, para el diseño se deben considerar los siguientes componentes: vigas, columnas, conexiones viga–columna, zona del panel o *panel zone*, empalmes y base de columnas (Crisafulli F. J., 2018), ver Figura 1.

Figura 1

Componentes estructurales de un pórtico a momento



Nota. Tomado de (Crisafulli F. J., 2018).

FEMA 302 (1997) define al pórtico a momento como un pórtico provisto de conexiones restringidas entre vigas y columnas, para permitir que el pórtico resista fuerzas laterales a través de la rigidez a flexión y la resistencia de sus elementos.

FEMA-302 define tres tipos de pórticos a momento de acero: pórticos especiales a momento (PEM), pórticos intermedios a momento (PIM) y pórticos ordinarios a momento (POM). Los requisitos de configuración y detalle se especifican para cada uno de estos tres sistemas, con el fin de proporcionar diferentes niveles de ductilidad y capacidad de respuesta inelástica global, que varían desde el más alto en PEM hasta el más bajo en POM (FEMA 350, 2000).

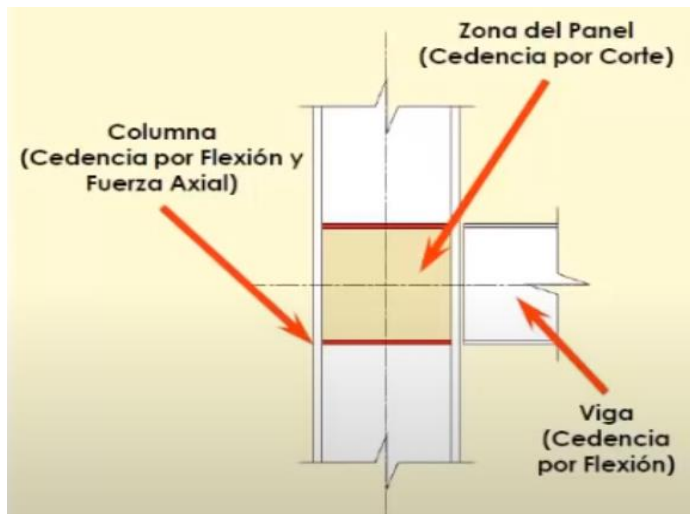
Para un desempeño adecuado de los pórticos a momento frente a cargas sísmicas los tipos de falla que se pueden presentar son:

1. Cedencia por flexión, en la viga;
2. Cedencia por corte, en la zona del panel; y
3. Cedencia por flexión y fuerza axial, en la columna.

Los elementos deben fallar en el orden dado previamente, es decir, primero debe fallar la viga por flexión, luego la zona del panel o *panel zone* por corte, y finalmente la columna, de esta forma se garantiza un buen desempeño sismorresistente (Zigurat Institute, 2018), ver Figura 2.

Figura 2

Mecanismos de falla en pórticos a momento



Nota. Tomado de (Zigurat Institute, 2018).



1.1.2. Acero Estructural: Generalidades

El acero estructural se obtiene al combinar hierro, carbono y otros elementos como silicio, azufre, fósforo y oxígeno, que le contribuyen un conjunto de propiedades determinadas. Se fabrica a través de un proceso de laminado en caliente, se elabora con fines estructurales, con límite de fluencia de 250 MPa. Existen diferentes tipos de perfiles de acero, por ejemplo: perfiles “I”, “L”, canal, tubulares, entre otros, que son utilizados para la construcción de elementos estructurales: vigas, columnas, arriostramientos, etc. (Zigurat Institute, 2018). Conocido comúnmente como acero al carbono o acero dulce.

“Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes” (Crisafulli F. J., 2018, p. 17). Es importante mencionar que, para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras se debe suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del material sino también a nivel seccional y de los elementos que componen el sistema (columnas, vigas, riostras, conexiones). Los procedimientos de diseño para algunos sistemas estructurales se basan en la aplicación del diseño por capacidad (Crisafulli F. J., 2018).

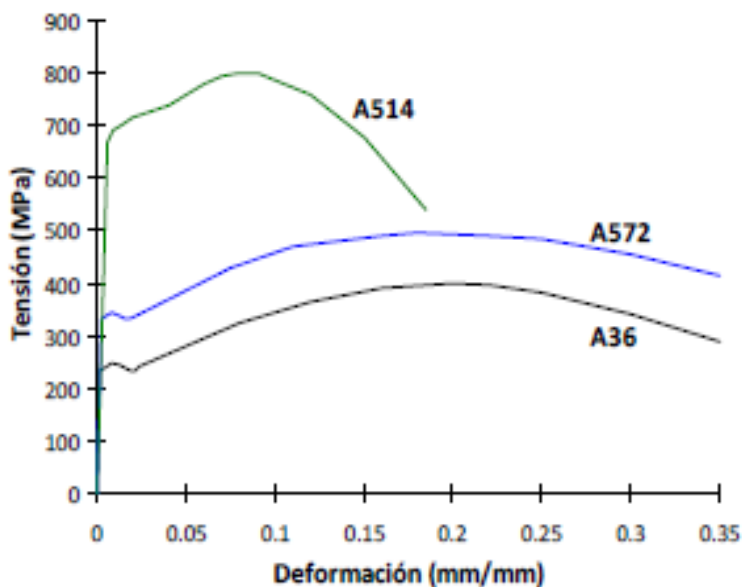
McCormac & Csernak (2012) indican las ventajas y desventajas del acero como material estructural. Entre las ventajas están: alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, ampliaciones de estructuras existentes y otras propiedades diversas. Así mismo, en general presentan las siguientes desventajas: corrosión, costo de la protección contra el fuego, susceptibilidad al pandeo, fatiga y fractura frágil.

El límite de fluencia mínimo especificado del acero estructural que se utiliza en elementos en los que se espera un comportamiento inelástico, no deberá exceder 50 ksi (345 Mpa), excepto para los pórticos ordinarios a momento, para los cuales el límite no excederá 55 ksi (380 Mpa). Se permite exceder cualquiera de estos límites de fluencia mínima, cuando la idoneidad del material

se determine mediante pruebas u otros criterios racionales (AISC 341, 2016). La Norma indica el límite de fluencia mínimo teniendo en cuenta que los aceros de alta resistencia presentan una ductilidad reducida en comparación a los aceros convencionales que presentan mayor ductilidad, pero resistencias menores, ver Figura 3.

Figura 3

Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM



Nota. Tomado de (Crisafulli F. J., 2018).

En general, los aceros estructurales que son utilizados como parte del sistema resistente a cargas sísmicas o sistema sismorresistente, se seleccionan en base a sus propiedades inelásticas y de soldabilidad. Los aceros más utilizados en el país son: ASTM A36 y ASTM A572 Gr. 50. Para la Norma NEC-SE-AC (2015, p. 23) los aceros estructurales cumplen las siguientes características:

1. Una meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama esfuerzo – deformación unitaria;
2. Una gran capacidad de deformación inelástica (por ejemplo, elongación del 20% o más en una longitud de 50 mm); y



3. Buena soldabilidad.

1.1.3. Factores Para Sistemas Sismorresistentes

Los factores para sistemas sismorresistentes o factores de reducción de respuesta se basan en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de soportar grandes deformaciones. Cuando en un proyecto de estructuras sismorresistentes los factores de reducción son mayores a la unidad, el proyectista acepta dos simplificaciones importantes. La primera es que con las herramientas de cálculo lineal se pueden obtener unas cuantificaciones razonables de la respuesta real de la estructura. La segunda es que si se acepta un comportamiento no lineal, es lógico esperar que ocurra un daño global considerable en la estructura (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

1.1.3.1. Factor de Modificación de Respuesta R

En su forma más simple, el factor de reducción de respuesta, R , toma en consideración la ductilidad y el factor de sobrerresistencia. Deriva su nombre del hecho de que reducen las fuerzas sísmicas elásticas por su valor para los sistemas de períodos largos. Sin embargo, para los períodos cortos la reducción es menor (AULA SEPROINCA, 2016).

En la propuesta ATC-19 (1995) se considera que el factor R es el producto de tres factores: el de reducción por resistencia, R_S , el de reducción por ductilidad, R_{μ} , y el de redundancia, R_R (Vielma et al., 2006). Hay muchos factores que modifican el valor de R , entre ellos los mencionados anteriormente, el tipo de suelo, tipo de estructura, período de vibración considerado, etc. Por lo tanto, se debe considerar a R como un factor de referencia para la reducción.

1.1.3.2. Factor de Redundancia ρ

El factor de redundancia, ρ , se aplica en las ecuaciones de combinación de carga en lugar de en la ecuación de cortante basal, para que los requisitos de control de deriva y rigidez no se vean directamente afectados. La redundancia es una característica importante de resistencia sísmica



solo para estructuras que se espera que experimenten demandas inelásticas severas (FEMA 302, 1997). Además, la redundancia de la estructura provoca que la misma ceda progresivamente antes de que se alcance la máxima resistencia de la estructura (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2016).

La redundancia se refiere a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes a la carga, que causa un alto grado de hiperestaticidad. Por lo tanto, el grado de redundancia aumenta la capacidad de la estructura para incursionar en el intervalo no lineal. Esto se debe a que en la estructura se redistribuyen las solicitaciones de los elementos más demandados, o elementos que entraron en su intervalo no lineal por la formación de articulaciones plásticas, a elementos con menor solicitación (Tena, Cortés, & Godínez, 2015, p. 181).

1.1.3.3. Factor de Sobrerresistencia

El factor de sobrerresistencia se define como la fuerza sobrante entre el punto de fluencia, C_y , y el primer punto de fluencia, C_s , ver Figura 22. La sobrerresistencia del sistema es el resultado de una serie de factores que incluyen la redistribución de la fuerza interna, los requisitos del código para múltiples combinaciones de carga, los requisitos mínimos del código con respecto a dimensiones y detallamiento, la resistencia del material superior a la especificada en el diseño, el endurecimiento por deformación, las restricciones de deflexiones en el rendimiento del sistema, el sobredimensionamiento de los elementos, el efecto de elementos no estructurales y los efectos de deformación (Bruneau et al., 2016).

1.1.3.4. Factor de Amplificación de Deflexión

Este factor simplifica el proceso de diseño porque permite que se realice un análisis elástico, aún cuando la estructura se deforme en el rango no lineal. Sin embargo, el análisis elástico no permite evaluar adecuadamente los desplazamientos laterales, dado que los desplazamientos obtenidos



son menores que los desplazamientos que se producen en el rango inelástico, como consecuencia del desarrollo de la ductilidad (Crisafulli F. J., 2018).

El factor de amplificación de deflexión, C_d , está en función de: el factor de sobrerresistencia, la ductilidad de la estructura y la relación de amortiguamiento (Bruneau et al., 2016).

La Norma ASCE 7-16 en el Capítulo 12 da valores para los factores R , Ω_o y C_d dependiendo del sistema sismorresistente elegido. Además, da las condiciones que deben cumplirse para tomar el valor de 1.0 o 1.3 para el factor de redundancia, ρ .

1.2. Diseño por Capacidad

Para minimizar el daño severo y asegurar la supervivencia de las edificaciones con resistencia moderada respecto a las fuerzas laterales, las estructuras deben ser capaces de mantener gran parte de su resistencia inicial cuando un sismo importante impone grandes deformaciones; estas deformaciones pueden estar muy por encima del límite elástico. El término general ductilidad describe esta capacidad de la estructura o sus componentes, o de los materiales utilizados que aportan resistencia en el rango inelástico (Paulay & Priestley, 1992). Por esta razón, es la propiedad más importante que busca el diseñador de edificaciones ubicadas en regiones de considerable actividad sísmica.

La estrategia para conseguir un comportamiento plástico en la estructura es establecer eslabones débiles que tengan un comportamiento dúctil, manteniendo el resto de elementos como eslabones fuertes con posible comportamiento frágil en el rango elástico. Los eslabones débiles disiparán la energía impuesta por el sismo y toda la estructura se comportará de forma dúctil (Zigurat Institute, 2018).

El diseño por capacidad permite reducir las incertidumbres que se generan al definir la demanda sísmica y garantiza que la respuesta de la estructura sea de forma estable con una adecuada capacidad de disipación de energía (Crisafulli F. J., 2018).



Piqué del Pozo (s.f.) indica que el objetivo del diseño por capacidad es “conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo”, orientado a evitar el colapso a pesar de haber excedido su resistencia.

1.2.1. Principales Características

Paulay & Priestley (1992) resumen las principales características que definen esta filosofía de diseño:

1. Las posibles regiones de formación potencial de rótulas plásticas dentro de la estructura están claramente definidas y se diseñan para tener resistencia a flexión confiable, es decir, mayor a la resistencia requerida proveniente de las combinaciones de cargas de diseño. Luego, estas regiones se detallan cuidadosamente para garantizar que las demandas de ductilidad estimadas se puedan alcanzar de manera confiable.
2. Los modos indeseables de deformación inelástica dentro de los elementos que contienen rótulas plásticas, como los que pueden originarse por corte o fallas de inestabilidad y anclaje, se inhiben al garantizar que la fuerza de estos modos exceda la capacidad de las rótulas plásticas debido a la sobrerresistencia por flexión.
3. Las regiones potencialmente frágiles o aquellos componentes que no son adecuados para lograr una disipación de energía estable, se protegen asegurando que su resistencia exceda las demandas originadas por la sobrerresistencia por flexión de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas regiones están diseñadas para permanecer elásticas independientemente de la intensidad del sismo o las magnitudes de las deformaciones inelásticas que puedan ocurrir

En caso de estructuras de concreto, los modos indeseables de falla se evitan principalmente mediante refuerzo transversal bien espaciado y bien anclado. En estructuras de acero, esto se logra utilizando conexiones a momento debidamente precalificadas, mismas que deben diseñarse



siguiendo la Norma AISC 358-16. Para el presente trabajo de investigación se opta por la conexión a momento precalificada: viga de sección reducida (VSR), comúnmente conocida como “hueso de perro”.

1.2.2. Analogía de la Cadena Dúctil

Una forma simple que se emplea frecuentemente para explicar la filosofía del diseño por capacidad es la analogía de la cadena dúctil. Paulay & Priestley (1992) explican esta analogía haciendo uso de la Figura 4. Utilizando el dicho de que la fuerza de una cadena es la fuerza de su eslabón más débil, se puede usar un eslabón muy dúctil para lograr la ductilidad adecuada para toda la cadena. La resistencia ideal o nominal a tracción del eslabón de acero dúctil es P_i , pero la resistencia real está sujeta a las incertidumbres normales de la resistencia del material y los efectos de endurecimiento por deformación debido a altas deformaciones. Se asume que los otros eslabones son frágiles, si estos eslabones estuvieran diseñados para tener la misma resistencia nominal que el eslabón dúctil, la aleatoriedad de la variación de resistencia entre todos los eslabones, incluido el eslabón dúctil, implicaría una alta probabilidad de que ocurriera una falla en un eslabón frágil y la cadena no tendría ductilidad. Sin embargo, se puede evitar el fallo de todos los otros eslabones si su resistencia es superior a la resistencia máxima del eslabón débil, correspondiente al nivel de ductilidad previsto. Por lo tanto, la resistencia confiable, ϕP_{is} , de los eslabones fuertes, no debe ser menor que la sobrerresistencia, P_o , del eslabón dúctil $\lambda_o P_i$, donde λ_o es el factor de sobrerresistencia de los materiales constituyentes. Como no surgen demandas de ductilidad en los eslabones fuertes, estos pueden ser frágiles.

La cadena se diseñará para resistir la fuerza de tensión producida por el sismo, $P_u = P_E$. Por lo tanto, la resistencia ideal del eslabón débil debe ser, $P_i \geq P_E/\phi$, donde ϕ es el factor de reducción de resistencia. Una vez escogido un eslabón dúctil apropiado, su sobrerresistencia puede calcularse fácilmente ($P_o = \lambda_o P_i = \phi_o P_E$), ésta se convierte en la fuerza de diseño P_{us} , es decir, la resistencia

requerida para los eslabones fuertes y frágiles. Entonces, la resistencia ideal o nominal del eslabón fuerte es:

$$P_i > \frac{P_{us}}{\phi_s} = \frac{P_o}{\phi_s} = \frac{\phi_o P_E}{\phi_s} \quad (1)$$

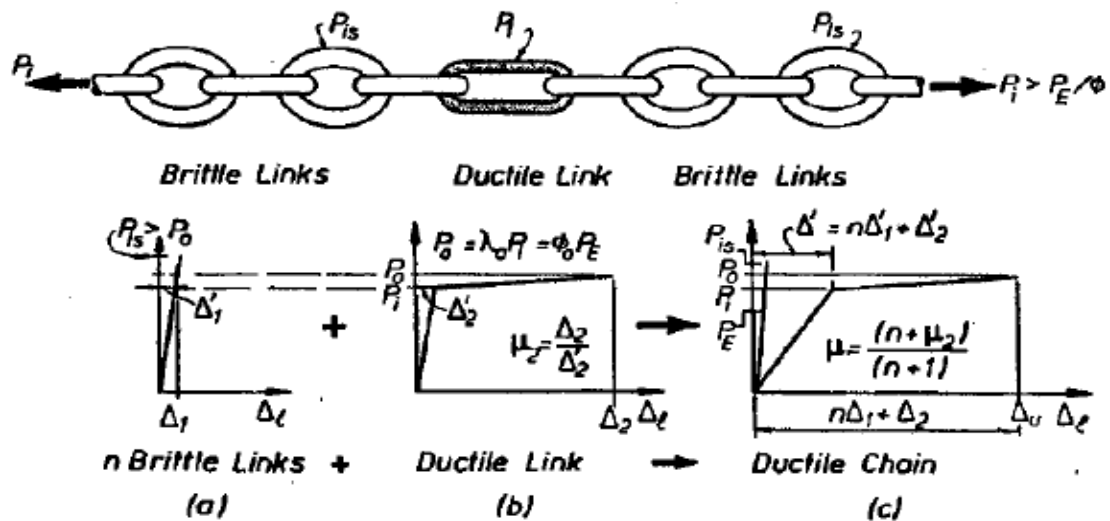
Donde,

ϕ_o : factor de sobrerresistencia por flexión

s: subíndice que se refieren a los eslabones fuertes

Figura 4

Principio del diseño por capacidad explicado con la cadena dúctil



Nota. Tomado de (Paulay & Priestley, 1992).

En la Figura 4 se evidencia una relación importante entre la ductilidad de toda la cadena y la demanda de ductilidad correspondiente al único eslabón dúctil. Las relaciones lineal y bilineal fuerza-deformación, ver Figura 4(a) y 4(b), se asumen que son para todos los eslabones. Las deformaciones inelásticas sólo se pueden desarrollar en el eslabón dúctil. En la Figura 4, las deformaciones al inicio de la fluencia de los eslabones frágiles y dúctil son Δ'_1 y Δ'_2 respectivamente. En el siguiente punto de fluencia su deformación aumentará de Δ'_2 a Δ_2 , mientras



su resistencia aumenta de $P_y = P_i$ a P_o debido al endurecimiento por deformación. El eslabón débil presentará una ductilidad de $\mu_2 = \Delta_2/\Delta'_2$. En la Figura 4(c), la deformación total de la cadena considerando el eslabón débil y los n eslabones fuertes, al inicio de la fluencia del eslabón débil será $\Delta' = n\Delta'_1 + \Delta'_2$. Al desarrollarse la sobrerresistencia de la cadena, la deformación de los eslabones fuertes incrementará ligeramente de Δ'_1 a Δ_1 , ver Figura 4(a). Por lo tanto, la deformación última de toda la cadena será $\Delta_u = n\Delta_1 + \Delta_2$. Entonces la ductilidad de la cadena es:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta'} = \frac{n\Delta_1 + \Delta_2}{n\Delta'_1 + \Delta'_2} \quad (2)$$

Si se realiza una aproximación de tal forma que $\Delta_1 \cong \Delta'_1 \cong \Delta'_2 = \Delta_y$, se halla que la relación entre la ductilidad de la cadena, μ , y la ductilidad del eslabón débil, μ_2 , es:

$$\mu = \frac{n + \mu_2}{n + 1} \quad (3)$$

1.2.3. *Diseño por Capacidad de Estructuras*

Los principios descritos en la Sección 1.2.2 pueden extenderse para abarcar el diseño más complejo de una estructura de varios pisos. El procedimiento utiliza los siguientes pasos principales (Paulay & Priestley, 1992):

1. Se elige un mecanismo plástico cinemáticamente admisible.
2. El mecanismo elegido debe ser tal que se pueda desarrollar la ductilidad general necesaria, con las demandas de rotación inelástica más pequeña en las rótulas plásticas.
3. Una vez seleccionado el mecanismo plástico adecuado, las regiones para la disipación de energía (rótulas plásticas) se determinan con un grado relativamente alto de precisión.
4. Las partes de la estructura destinadas a permanecer elásticas en todos los eventos se diseñan de forma que, bajo las acciones máximas correspondientes a la



sobrerresistencia en las rótulas plásticas, no se produzcan deformaciones inelásticas en esas regiones. Por lo tanto, es irrelevante si la falla de las regiones destinadas a permanecer elásticas, es dúctil o frágil. La resistencia requerida de todas las demás regiones es entonces mayor a la demanda de resistencia correspondiente a la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.

Siempre tenga en cuenta que el objetivo es el diseño, no el análisis. El análisis preciso puede ser imposiblemente complejo, pero el diseño siempre es posible. Cuando hay un comportamiento inelástico, siempre es una buena idea considerar el diseño por capacidad, para hacer que el comportamiento sea más predecible y facilitar la creación de un modelo de análisis útil. (Powell, 2010)

1.3. Mecanismos Deseables e Indeseables

En el mecanismo plástico de una estructura aporticada, las ubicaciones de las rótulas plásticas dependen de la resistencia de la viga y columna, de las cargas de gravedad y de las cargas laterales. (Powell, 2010)

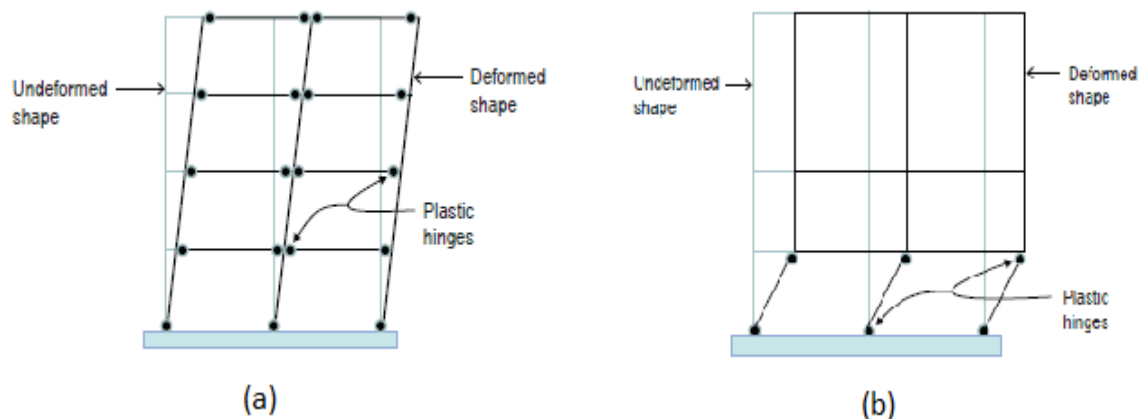
En estructuras aporticadas los mecanismos que se pueden formar son de piso y de viga. El mecanismo de piso o “piso débil”, no es deseable porque conlleva al colapso de la estructura; las rótulas plásticas se forman en los extremos superior e inferior de todas las columnas de un mismo piso generando grandes efectos P-Delta en esos lugares, ver Figura 5(b). El mecanismo de viga o “columna fuerte–viga débil”, es deseable porque es menos sensible a los efectos P-Delta que el mecanismo de piso; las rótulas plásticas se forman en las vigas y en la base de las columnas cuando la estructura es sometida a carga cíclica por acción del sismo, toda la energía se disipa a través de las rótulas plásticas y se evita que la estructura colapse, ver Figura 5(a).

El mecanismo plástico en una estructura real puede involucrar mucho más que las rótulas plásticas debido a momento flector. Podría haber rótulas por corte, falla de conexión, pandeo de

columna, pandeo lateral-torsional de la viga, etc. Si se permiten tales modos de comportamiento, a menudo pueden ser difíciles de modelar. Los modos de comportamiento indeseables, o los modos que son difíciles de modelar, pueden evitarse utilizando el diseño por capacidad. (Powell, 2010).

Figura 5

Mecanismos deseables e indeseables



Nota. (a) Mecanismo de viga. (b) Mecanismo de piso. Adaptado de (Hamburger & Malley, 2016)

1.4. Pórticos Especiales a Momento (PEM)

1.4.1. Generalidades

Los PEM de acero estructural son utilizados frecuentemente como parte de sistemas sismorresistentes en construcciones diseñadas para resistir sismos con una importante disipación de energía. Las vigas, columnas y conexiones viga–columna en PEM se diseñan para resistir los efectos axiales, cortantes y momentos que resultan de múltiples ciclos de desplazamiento inelástico durante el sismo (Hamburger & Malley, 2016). Por tanto, es necesario un adecuado dimensionamiento y detallamiento de la estructura. Los PEM poseen características adicionales que mejoran su respuesta inelástica en comparación con los PIM y POM.

Los PEM son los más dúctiles de los tres tipos de pórticos a momento. Por tal razón, se diseñan utilizando un valor de R igual a 8. Se establecen requisitos estrictos en el diseño de vigas,



columnas, conexiones viga–columna y zona de paneles. Se requiere que las conexiones viga–columna tengan una capacidad de rotación plástica mínima de 0.03 radianes. (Uang, Bruneau, Whittaker, & Tsai, 2001). La rotación plástica de 0.03 rad equivale a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad.

1.4.2. Comportamiento Sísmico

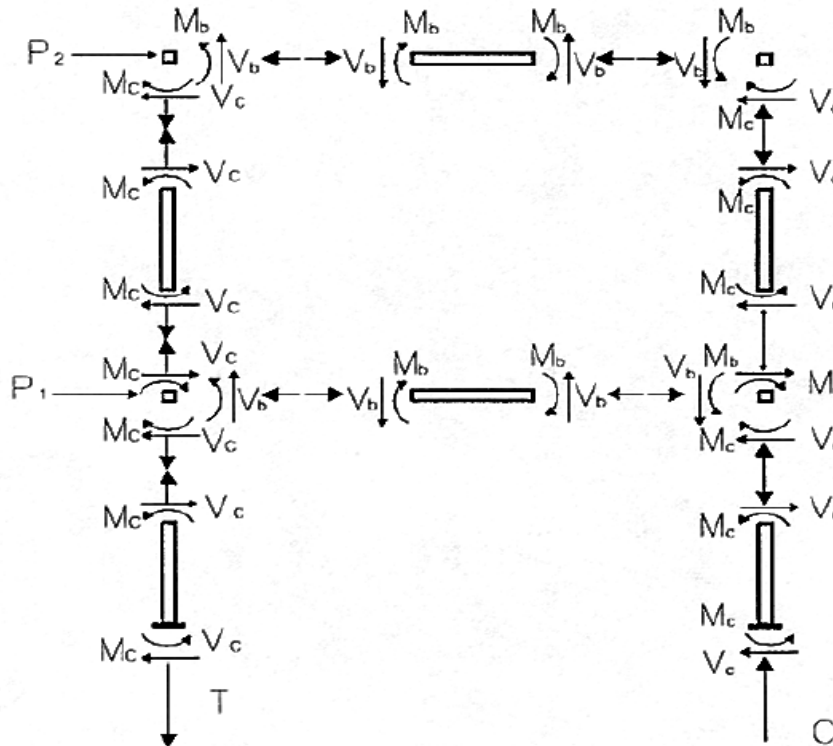
El comportamiento inelástico en PEM de acero se presenta por la formación de rótulas plásticas en las conexiones viga–columna y en la base de la columna. Las rótulas plásticas se forman a través de momentos flectores en vigas y columnas, y cortantes en la zona de panel (Hamburger & Malley, 2016).

En la Figura 6 se muestran las fuerzas internas que actúan en el pórtico a momento cuando está sometido a cargas laterales causadas por el sismo. Generalmente, en la viga los momentos flectores son mucho más grandes y significativos que las fuerzas axiales y cortantes, los momentos máximos se producen en los extremos del elemento. De igual forma, en los extremos de las columnas se producen momentos flectores elevados con fuerzas cortantes relativamente bajas; las fuerzas axiales, tanto en tensión como en compresión, pueden ser significativos debido a los momentos de vuelco que se generan en el pórtico. La zona del panel o *panel zone* experimenta una gran demanda por corte, debido a que en la respuesta frente a las acciones sísmicas los momentos en vigas y columnas se producen en el mismo sentido; por las altas sollicitaciones que se generan en este elemento, es posible que se generen también fuerzas axiales considerables.

Los valores de las fuerzas internas cambian a medida que los elementos del pórtico ceden y las fuerzas internas se redistribuyen. Se necesita un análisis no lineal tiempo–historia para obtener los valores exactos de las fuerzas internas, esta complejidad analítica se puede evitar si los principios del diseño por capacidad se integran en el proceso de diseño junto con los análisis elásticos convencionales (Bruneau et al., 2016).

Figura 6

Fuerzas internas en columnas, vigas y zona de paneles



Nota. Tomado de (Uang et al., 2001).

1.5. Consideraciones Para el Diseño

1.5.1. Columna Fuerte–Viga Débil

Es importante recordar que el diseño de la estructura está enfocado en el mecanismo deseado por el diseñador. Como se dijo en la Sección 1.3, el mecanismo de viga es el deseable, es decir, columna fuerte–viga débil. Por tanto, se debe asegurar que, en cada nudo la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas sean mayores a los de las vigas. La Norma AISC 341-16 utiliza este criterio mediante la ecuación siguiente:



$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (4)$$

Donde,

$\sum M_{pc}^*$: suma de las proyecciones a la línea central de la viga de las resistencias nominales a flexión de las columnas por encima y por debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial [kip-in]

$\sum M_{pb}^*$: suma de las proyecciones de las resistencias a flexión esperadas en las ubicaciones de las rótulas plásticas hasta la línea central de la columna [kip-in]

Las ecuaciones (5) y (6) se utilizan para calcular el valor del numerador y denominador de la ecuación (4), respectivamente.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right) \quad (5)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (6)$$

Donde,

A_g : área bruta de la columna [in²]

F_{yc} : esfuerzo mínimo de fluencia especificada de la columna [ksi]

α_s : factor de ajuste del nivel de fuerza: 1.0 para LRFD

P_r : resistencia a la compresión axial requerida [kips]

M_{pr} : momento probable máximo en la ubicación de la rótula plástica, se determina con AISC 358-16 [kip-in]

M_v : momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la ubicación de la rótula plástica hasta la línea central de la columna según las combinaciones de carga LRFD [kip-in]



De la ecuación (6), el valor del momento probable, M_{pr} , se determina con la ecuación (36) dependiendo de la conexión precalificada a momento escogida para el diseño, ver Sección 1.2.1.

Las disposiciones de la Norma AISC 341 proporcionan una expresión para determinar la relación de resistencia columna–viga [ecuación (4)], y reconocen que este requisito de diseño no es adecuado para evitar completamente las rótulas por flexión en las columnas. Por tanto, requieren refuerzos laterales suplementarios en las conexiones viga–columna, a menos que se pueda demostrar que las columnas permanecerán elásticas (Hamburger & Malley, 2016). Por otro lado, Uang et al. (2001) señalan que, los PEM se diseñan utilizando la filosofía de columna fuerte–viga débil porque tal enfoque mejora la capacidad de disipación de energía del pórtico, promueve la formación de rótulas plásticas en las vigas, aumenta la resistencia sísmica del pórtico y aparentemente previene la formación de una estructura blanda, es decir, evita el mecanismo de piso débil.

La Norma AISC 341-16 indica que no es necesario cumplir con la relación de resistencia definida en la ecuación (4) en los siguientes casos:

1. Columnas con $P_{rc} < 0.3P_c$ en edificios de un solo piso, o en el piso superior de edificios de varios pisos.
2. Columnas con $P_{rc} < 0.3P_c$ y que cumplen con los requisitos de resistencia a cortante como se indica en la Sección E3.4a de la Norma.
3. Columnas en cualquier piso del edificio que tengan una relación entre la resistencia al corte disponible, P_c , y la resistencia al corte requerido, P_{rc} , mayor en un 50% a la del piso superior.

El valor de la resistencia al corte disponible se determina con la ecuación (7).

$$P_c = \frac{F_{yc}A_g}{\alpha_s} \quad (7)$$



$$P_{rc} = P_{uc} \quad (8)$$

Donde,

P_{uc} : resistencia a compresión requerida calculada con las combinaciones de carga LRFD [kips]

1.5.2. Conexiones Viga–Columna

En este tipo de estructuras, la resistencia de la conexión viga–columna es esencial, y se busca que la capacidad de la misma sea mayor que la de los miembros que se conectan a ella. Además, se espera que la demanda de ductilidad se concentre en los extremos de las vigas y no en la conexión, la cual se diseña con suficiente resistencia de tal forma que se evite la disipación de energía por deformaciones plásticas en ella (Loges, 2017). A lo anterior, Bruneau et al. (2016) añade que las vigas, zonas de paneles y hasta cierto punto las columnas, pueden disipar energía sísmica a través de rotaciones cíclicas plásticas, pero la falla en la conexión no es aceptable.

Poco después del terremoto de Northridge de 1994, la conexión precalificada de alma atornillada con ala soldada o *welded flange-bolted web* utilizada hasta ese entonces, fue eliminada de la mayoría de los Códigos de Construcción. En respuesta a esta acción, se han propuesto nuevos tipos de conexiones a momento para edificios de acero. En todos los casos, los detalles de la conexión reubican la rótula plástica de la viga lejos de la cara de la columna (Uang et al., 2001). Actualmente, la Norma AISC 358-16 para la conexión precalificada a momento: ala soldada sin refuerzo con alma soldada (*WUF-W*, por sus siglas en inglés), permite la ubicación de la rótula plástica en la cara de la columna siempre y cuando las disposiciones de la misma sean cumplidas.

La Norma AISC 341-16 indica que las conexiones viga–columna utilizados en sistemas resistentes a la fuerza sísmica (*SFRS*, por sus siglas en inglés) deben cumplir los siguientes requisitos:

1. La conexión debe ser capaz de soportar un ángulo de deriva de piso de al menos 0.04 rad.



2. La resistencia a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, será al menos igual a $0.80M_p$ de la viga conectada para un ángulo de deriva de piso de 0,04 rad. Donde, M_p es el momento plástico.
3. Demostración de conformidad.
4. Las soldaduras de ranura en empalmes de columnas, las soldaduras en conexiones de columna a la placa base y las soldaduras de ranura de penetración completa de alas y almas de viga a columnas deben considerarse como soldaduras de demanda crítica.
5. La resistencia requerida a cortante de la conexión se determinará utilizando el efecto de carga sísmica limitada por capacidad, E_{cl} .

$$E_{cl} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (9)$$

Donde,

L_h : distancia entre ubicaciones de rótulas plásticas en la viga [in]

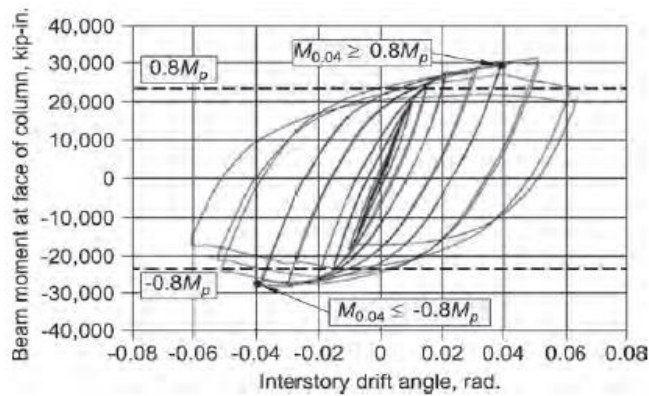
Respecto al requisito 2, se debe tener en cuenta que, aunque la calificación de la conexión se centra principalmente en el nivel de rotación plástica alcanzado (deriva de piso), no se debe descuidar la tendencia que tienen las conexiones de experimentar una degradación de rigidez y resistencia; esta degradación puede aumentar las demandas de rotación asociados a los efectos $P-\Delta$ y como consecuencia, la probabilidad de inestabilidad del pórtico o de la estructura se eleva. Por tal razón, se recomienda que esta degradación no reduzca la resistencia a flexión medida a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, a menos del 80% el valor del momento plástico, M_p , calculado utilizando el límite de fluencia mínimo, F_y (AISC 341, 2016). En la Figura 7 se muestra este requisito.

En la Figura 8, se muestra un esquema de las variables empleadas para determinar el valor de E_{cl} en la ecuación (9). La deducción de la ecuación (9) se realiza a partir de consideraciones de equilibrio, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación.

Como se dijo en la Sección 1.2.1, para el desarrollo del presente trabajo de investigación se utilizará la conexión a momento precalificada: viga de sección reducida (VSR). Una breve descripción de esta conexión se realiza en la Sección 1.6.

Figura 7

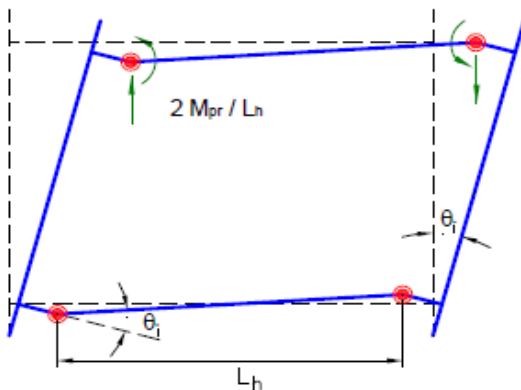
Degradación de resistencia aceptable



Nota. Tomado de (AISC 341, 2016).

Figura 8

Mecanismo de deformación plástica con articulaciones en vigas



Nota. Tomado de (Crisafulli F. J., 2018).

1.5.3. Arriostramiento Lateral

Se requiere arriostramiento lateral para inhibir el pandeo local y pandeo lateral torsional de los elementos que componen la estructura primaria (Hamburger & Malley, 2016). En otras palabras, los elementos estructurales seleccionados para disipar la energía impartida por el sismo, deben poder alcanzar y mantener su momento plástico a través de grandes rotaciones plásticas, por lo tanto, se debe retrasar el pandeo local del ala y alma, y el pandeo lateral-torsional para evitar fallas prematuras debido a la inestabilidad del elemento (Bruneau et al., 2016).

Las disposiciones de la Norma AISC 341 indican que, para garantizar desarrollo de ductilidad en PEM, es necesario restringir la pérdida considerable de resistencia y rigidez provocado por el pandeo lateral torsional en vigas, ubicando arriostramientos laterales a una distancia tal que se logre una incursión inelástica con ciclos histeréticos estables en las secciones de acero (GORA, s.f.)

Figura 9

Arriostramiento lateral para eliminar el pandeo lateral torsional



Nota. Tomado de (Vasdravellis, Uy, Tan, & Kirkland, 2013).

1.5.3.1. Arriostramiento en Vigas

El arriostramiento en vigas es un tema más complejo que el arriostramiento en columnas, esto se debe principalmente al hecho de que la mayoría de pandeo de columnas implica principalmente flexión, mientras que el pandeo de vigas implica flexión y torsión (Yura, 2001). La Norma AISC 341-16 indica que las secciones utilizadas en vigas que forman parte del SFRS deben ser secciones altamente dúctiles, y deben cumplir lo siguiente:



1. La separación máxima entre arriostramientos laterales, L_b , es:

$$L_b = \frac{0.095r_y E}{R_y F_y} \quad (10)$$

2. Ambas alas de las vigas deben estar arriostradas lateralmente.
3. Los arriostramientos en las vigas deben cumplir con los requisitos del Apéndice 6 de la Norma AISC 360-16 y la resistencia a flexión requerida del elemento, M_r , será:

$$M_r = \frac{R_y F_y Z}{\alpha_s} \quad (11)$$

Además, a menos que se indique lo contrario mediante pruebas, los arriostramientos en las vigas se colocarán cerca de fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otros lugares donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del PEM.

El pandeo local de alas y almas, y el pandeo lateral-torsional se desarrollarán inevitablemente en rotaciones plásticas muy grandes (al menos en las formas estructurales comúnmente utilizadas), pero el cumplimiento de los requisitos anteriores reducirá la pérdida progresiva de resistencia y ayudará a garantizar una buena disipación de energía inelástica (Bruneau et al., 2016).

1.5.3.2. Arriostramientos Especiales en Ubicaciones de Rótulas Plásticas

La fuerza y rigidez de los arriostramientos provistos junto a las rótulas plásticas deben cumplir con los requisitos 2 y 3 de la Sección 1.5.3.1 y, además:

1. La resistencia requerida del arriostramiento lateral de cada ala adyacente a las rótulas plásticas será:

$$P_r = \frac{0.06R_y F_y Z}{\alpha_s h_o} \quad (12)$$



2. La resistencia requerida del arriostramiento torsional provisto junto a las rótulas plásticas será:

$$M_r = \frac{0.06R_y F_y Z}{\alpha_s} \quad (13)$$

Donde,

h_o : distancia entre centroides de alas [in]

1.5.3.3. Arriostramiento en Conexiones Viga–Columna

“Los nudos viga-columna usualmente están restringidos lateralmente por la presencia de losas, techos o diafragmas horizontales” (Crisafulli F. J., 2018). La Norma AISC 341-16 dispone o no arriostramiento en conexiones viga–columna si se cumplen las condiciones dadas a continuación.

(a) Conexiones arriostradas

Cuando las almas de vigas y columnas son coplanares, y se demuestra que las columnas permanecen elásticas fuera de la zona del panel, se debe colocar arriostramiento lateral en las alas de las columnas sólo a nivel del ala superior de las vigas. Se permite suponer que las columnas permanecen elásticas cuando la relación de la ecuación (4) es mayor que 2.0.

Cuando no se pueda demostrar que las columnas permanecen elásticas fuera de la zona del panel, los siguientes requisitos deben cumplirse:

1. Las alas de la columna deben estar arriostradas lateralmente a nivel del ala superior e inferior de las vigas.
2. Cada riostra utilizada para restringir lateralmente las alas de la columna debe diseñarse para una resistencia igual al 2% de la resistencia del ala de la viga, $F_y b_f t_{bf} / \alpha_s$. Es decir, $0.02 F_y b_f t_{bf} / \alpha_s$.

Donde,

b_f : ancho del ala [in]

t_{bf} : espesor del ala de la viga [in]

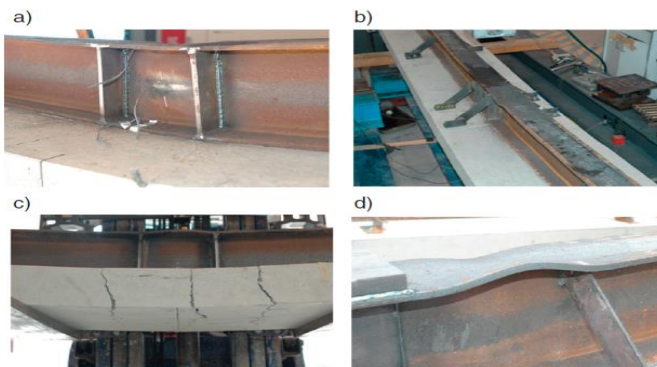
(b) Conexiones no arriostradas

Crisafulli F. J. (2018) argumenta que las conexiones no arriostradas son un caso poco frecuente en edificaciones. La Norma AISC 341-16 indica que este tipo de conexiones deben diseñarse cumpliendo las especificaciones dadas en el Capítulo H de la Norma AISC 360-16, excepto cuando se cumplan las condiciones que se especifican detalladamente en la Sección E3.4c de la Norma AISC 341-16.

Generalmente, los arriostramientos son considerados como elementos secundarios en las estructuras, no obstante, por lo dicho en esta Sección, es conveniente no descartarlos ya que de ellos depende que el comportamiento de la estructura sea el adecuado. En otras palabras, los arriostramientos tienen un papel importante en la estabilidad de la estructura. En la Figura 10 se muestran algunas fallas que comúnmente se presentan.

Figura 10

Fallas típicas en vigas de acero



Nota. a) pandeo local en el alma; b) pandeo del ala; c) agrietamiento de la losa de hormigón; d) falla del elemento inmediatamente luego de la colocación de las placas de refuerzo. Tomado de (Vasdravellis et al., 2013).

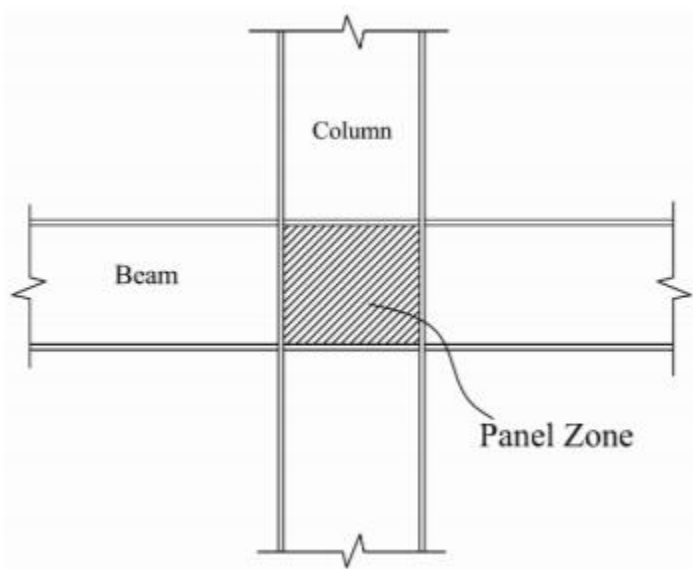
1.5.4. Zona del Panel

1.5.4.1. Generalidades

La zona del panel o *panel zone*, es un componente flexible de un pórtico a momento que está definido geométricamente por las alas de columnas y vigas (Uang et al., 2001), es decir, representa la parte interna del nudo viga–columna en las conexiones a momento (Hernández, 2019), ver Figura 11. Bruneau et al. (2016) lo define como un segmento rectangular del alma de la columna rodeado por alas de la columna (límites verticales izquierdo y derecho) y placas de continuidad (límites horizontales superior e inferior).

Figura 11

Zona del panel en pórticos de acero



Nota. Tomado de (Iman, 2014).

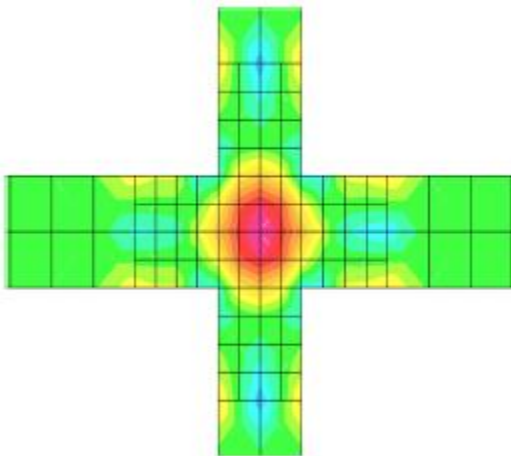
Uang et al. (2001) y Crisafulli F. J. (2018) afirman que, aunque los Códigos de Construcción sísmica requieren la consideración de las deformaciones de la zona del panel en los cálculos de deriva de piso, las zonas de paneles rara vez se modelan explícitamente en modelos matemáticos. Las representaciones matemáticas de pórticos resistentes a momentos se componen generalmente de

vigas y columnas modeladas como elementos de barra que se extienden entre los puntos de intersección de vigas y columnas. Crisafulli F. J. añade, con los modelos de barra se determinan las solicitaciones en vigas y columnas, más no en la zona del panel. Además, aclara que en la práctica profesional los ingenieros estructurales muy pocas veces aplican modelos refinados para estructuras completas por el costo computacional que representa, y por la dificultad en la entrada de datos para definir el modelo y en la interpretación de resultados.

En la Figura 12 se muestra un modelo de la *panel zone* mediante elementos finitos bidimensionales. Para un modelo más refinado se puede utilizar elementos finitos tridimensionales. En la misma figura se puede ver que las tensiones de corte en la parte central de la *panel zone* es mayor que en las esquinas.

Figura 12

Tensiones de corte en la zona del panel modelado mediante elementos finitos



Nota. El modelado utiliza elementos finitos en dos dimensiones. Tomado de (Crisafulli F. J., 2018).

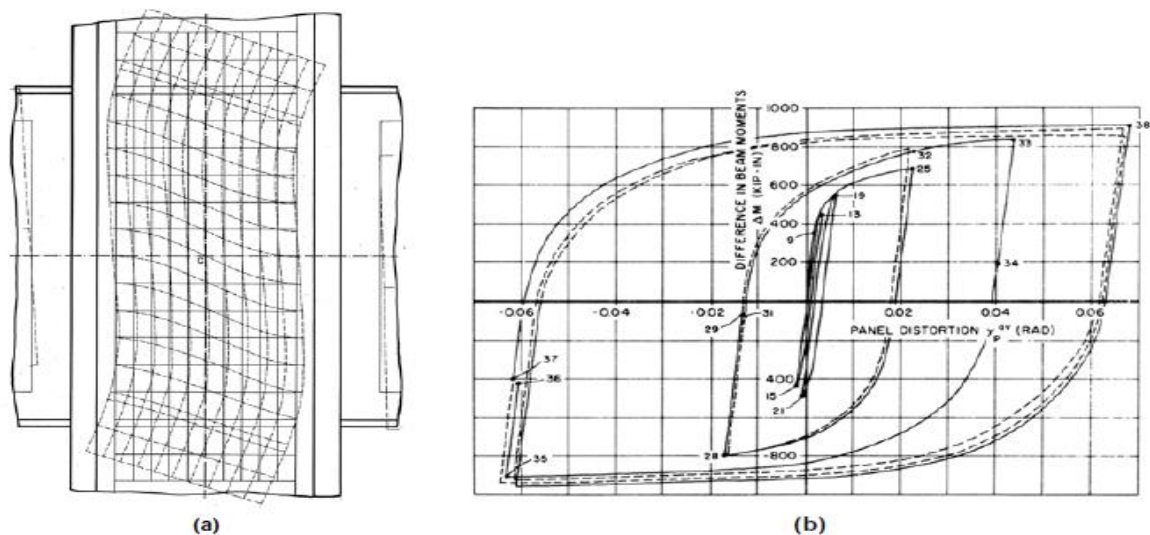
1.5.4.2. Comportamiento

Las zonas de paneles experimentan grandes fuerzas cortantes debido a la transferencia de momentos de vigas a columnas. A medida que aumentan las fuerzas cortantes, la zona del panel comienza a ceder en su centro, ver Figura 12. Posteriormente, la cedencia se propaga hacia las

esquinas de la zona del panel, como se muestra de forma exagerada en la Figura 13a. Las pruebas han demostrado que la deformación por corte en las zonas de paneles es un modo de deformación muy dúctil. La zona del panel puede sufrir muchos ciclos de grandes deformaciones inelásticas sin deterioro de la resistencia, mientras exhiben un endurecimiento cíclico, ver Figura 13b (Hamburger & Malley, 2016). Estas pruebas también demostraron que las zonas del panel, cuando se detallan cuidadosamente para evitar aplastamiento y deformaciones del alma de la columna, así como la deformación del ala de la columna, pueden exhibir excelentes características de disipación de energía histerética por corte, hasta grandes deformaciones inelásticas (Bruneau et al., 2016).

Figura 13

Comportamiento de la zona del panel



Nota. (a) Modo de deformación; (b) Diagrama momento–curvatura ΔM vs γ_p . Adaptado de (Hamburger & Malley, 2016).

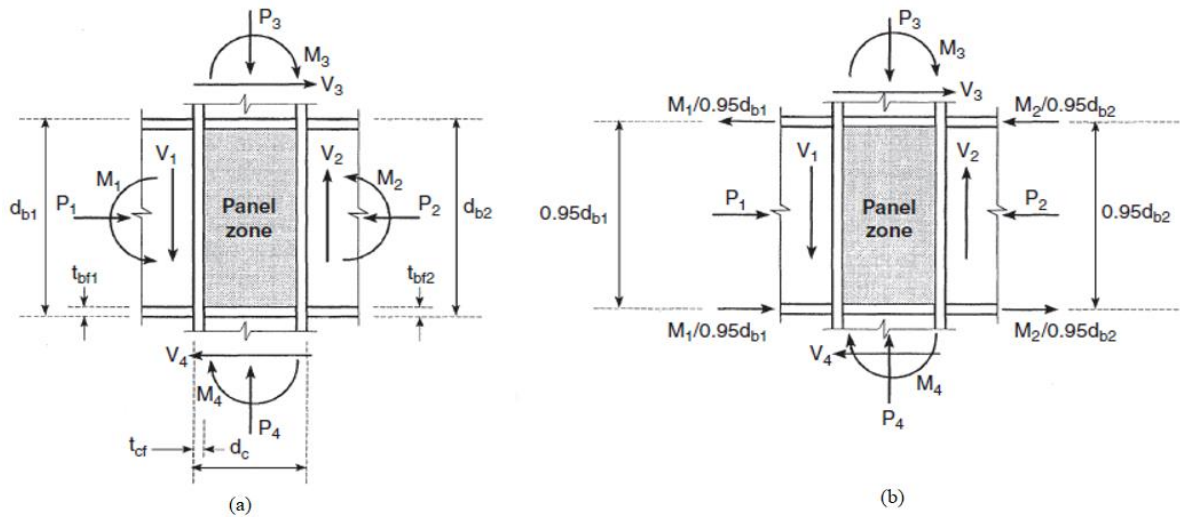
1.5.4.3. Fuerzas Internas

Generalmente, la zona del panel está sujeta simultáneamente a fuerzas axiales, cortantes y momentos de las columnas y vigas, ver Figura 14. Respecto a la Figura 14a, Uang et al (2001) indica que M_1 y M_2 representan acciones sísmicas y que si se hace las siguientes suposiciones: i)

las alas resisten el 100% del momento y ii) la distancia entre los centroides de las alas es el 95% de la altura de la viga, las fuerzas de compresión y tensión de las alas, ver Figura 14b, pueden reemplazar los momentos de la viga.

Figura 14

Fuerzas internas en zonas del panel



Nota. (a) Diagrama de cuerpo libre; (b) Fuerzas internas equivalentes. Tomado de (Bruneau et al., 2016).

Las fuerzas internas en la zona del panel se pueden determinar mediante el diagrama de cuerpo libre de la Figura 14. Si se considera las fuerzas actuantes sobre la cara del panel como positivas (convención de signos), el cortante horizontal que actúa en la zona del panel es (Bruneau et al., 2016):

$$V_w = \frac{M_1}{0.95d_{b1}} + \frac{M_2}{0.95d_{b2}} - V_c \quad (14)$$

Donde,

d_{b1} : altura de viga 1 [in]

d_{b2} : altura de viga 2 [in]



V_c : fuerza cortante de la columna ubicada por encima de la zona del panel [kips]

En la ecuación (14), $0.95d_{b1}$ y $0.95d_{b2}$ son aproximaciones para el brazo de palanca de las fuerzas del ala de la viga 1 y 2 respectivamente, que resultan de los momentos aplicados.

Povov (1987) en *Journal of Constructional Steel Research Volume 8* expresa que la fuerza cortante en la columna, V_c , se puede calcular como:

$$V_c = \frac{M_1 + M_2}{H_c} \quad (15)$$

Donde,

H_c : altura libre del piso [ft]

Sin embargo, si se dispone de las fuerzas actuantes en los elementos a partir de un análisis computacional, Bruneau et al. (2016) propone que el valor de V_c se determine promediando las fuerzas cortantes de la columna como sigue:

$$V_c = \frac{V_3 + V_4}{2} \quad (16)$$

Crisafulli F. J. (2018) sugiere ignorar el valor de V_c de la ecuación (14), debido a que disminuye la fuerza cortante requerida en la zona del panel y su valor es despreciable frente a los otros términos. Considerando la sugerencia y teniendo en cuenta que por lo general las vigas que llegan al nudo son iguales, la ecuación (14) se convierte en:

$$V_w = \frac{\Delta M}{0.95d_b} \quad (17)$$

Por lo tanto, la magnitud del momento desequilibrante, $\Delta M = M_1 + M_2$, controla la demanda de fuerza en la zona del panel.

Antes del terremoto de Northridge, se desarrollaron diferentes filosofías sobre la magnitud de ΔM que debían considerarse en el diseño. Tsai y Popov (1990b) informaron tres de estas filosofías:



zonas de paneles fuertes, zonas de paneles de resistencia intermedia y zonas de paneles de resistencia mínima (Bruneau et al., 2016). En consecuencia, las zonas de paneles se clasifican como fuertes, intermedias o débiles en términos de resistencia y con respecto a la capacidad de flexión de las vigas de conexión (Dávila-Arbona, Castro, & Elghazouli, 2008, parr. 5).

De los varios enfoques de diseño, en uno (zonas de paneles fuertes), el nudo se diseña como nudo rígido con la intención de que se formen rótulas plásticas en los extremos de la viga (Povov, 1987), es decir, se busca el mecanismo de viga. Esta regla de diseño se utilizó en EE. UU. hasta mediados de la década de 1980, sin embargo, el cumplimiento de este objetivo, lograr zonas de paneles fuertes, requería en la mayoría de los casos placas dobles o *doubler plates* gruesas y soldadura “pesada” (Dávila-Arbona et al., 2008, parr. 6).

A continuación, se presenta una breve descripción de estas tres filosofías de diseño:

(a) Zonas de paneles fuertes

La zona del panel se diseña para permanecer en el rango elástico, de tal forma que la deformación en esta región sea mínima. Este procedimiento sigue los principios del diseño por capacidad, es decir (Bruneau et al., 2016):

$$\Delta M = M_1 + M_2 = \sum M_p \quad (18)$$

donde, M_p es el momento plástico nominal de la viga en consideración.

(b) Zonas de paneles de resistencia intermedia

Estudios realizados por Krawinkler et al. (1975) demostraron que la fluencia de la zona del panel podía disipar una gran cantidad de energía de forma estable. Por tal razón, de acuerdo a las disposiciones AISC (1992), las zonas de paneles de resistencia intermedia fueron diseñadas para (Uang et al., 2001):



$$\Delta M = \sum M_p - 2M_g \quad (19)$$

donde, M_g es el momento debido a cargas por gravedad. Si se asume que el momento debido a cargas por gravedad es el 20% del momento plástico, la ecuación anterior se expresa como (Bruneau et al., 2016; Uang et al., 2001):

$$\Delta M = \sum 0.80M_p \quad (20)$$

(c) Zonas de paneles de resistencia mínima

Para el diseño de zonas de paneles de resistencia mínima se utilizó la ecuación siguiente (Bruneau et al., 2016; Uang et al., 2001):

$$\Delta M < \sum 0.80M_p \quad (21)$$

Uang et al. (2001) considera que el momento desequilibrante de la viga producido por las fuerzas sísmicas de diseño es $\Delta M = \sum M_E = (M_{E1} + M_{E2})$. Bruneau et al. (2016), aplicando el método *Allowable Stress Design* (ASD), considera que el momento desequilibrante es $\Delta M = \sum (M_g + 1.85M_e)$, donde M_e es el momento obtenido de la viga cuando actúan únicamente las cargas sísmicas especificadas.

Los enfoques de resistencia intermedia y resistencia mínima son medios indirectos para obtener zonas de paneles más débiles que fluirán antes y, respectivamente, disiparán un mayor porcentaje de la energía histerética total (Bruneau et al., 2016).

A pesar de que la fluencia controlada en la zona del panel puede disipar energía de forma adecuada, Crisafulli F. J. (2018) afirma que “la fluencia del panel disminuye el factor de sobrerresistencia Ω_o en comparación con pórticos que presentan nudos con paneles fuertes. Además, la rigidez lateral se reduce significativamente por la deformabilidad del panel”. En la investigación realizada por Dávila-Arbona et al. (2008), se llegó a la conclusión de que los diseños de zonas de paneles débiles



pueden dar como resultado deformaciones muy altas, que causan un comportamiento poco confiable de los otros componentes de la conexión viga–columna, particularmente en soldaduras. En la siguiente sección se indica cuáles son las disposiciones que aplica la Norma AISC 341-16 para el diseño de la zona del panel, teniendo en cuenta los cambios realizados a partir del terremoto de Northridge.

1.5.4.4. Diseño

Las disposiciones que exige la Norma AISC 341-16 para el diseño de la zona del panel en PEM se describen a continuación.

1.5.4.4.1. Resistencia Requerida a Corte

La resistencia requerida a corte de la zona del panel debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna, mediante la proyección de los momentos esperados en los puntos de rótulas plásticas hacia las caras de la columna. La resistencia de diseño es: $\phi_v R_n$.

Donde,

ϕ_v : factor de resistencia para corte: 1.0 para LRFD

R_n : resistencia nominal a corte [kips]

La Norma AISC 341-16 indica que la resistencia nominal, R_n , se determina de la siguiente forma (AISC 360, 2016):

(a) Cuando no se considera el efecto de la deformación inelástica de la zona del panel en el análisis de la estabilidad del pórtico:

(1) Para $\alpha P_r \leq 0.4P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \quad (22)$$

(2) Para $\alpha P_r > 0.4P_y$



$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (23)$$

(b) Cuando se considera el efecto de la deformación inelástica de la zona del panel en el análisis de la estabilidad del pórtico:

(1) Para $\alpha P_r \leq 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (24)$$

(2) Para $\alpha P_r > 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (25)$$

Donde,

A_g : área bruta de la sección transversal del elemento [in²]

F_y : esfuerzo de fluencia mínima especificada del alma de la columna [ksi]

P_r : fuerza axial requerida usando combinaciones de carga LRFD [kips]

$P_y = F_y A_g$: fuerza axial de fluencia de la columna [kips]

b_{cf} : ancho del ala de la columna [in]

d_b : altura de la viga [in]

d_c : altura de la columna [in]

t_{cf} : espesor del ala de la columna [in]

t_w : espesor del alma de la columna [in]

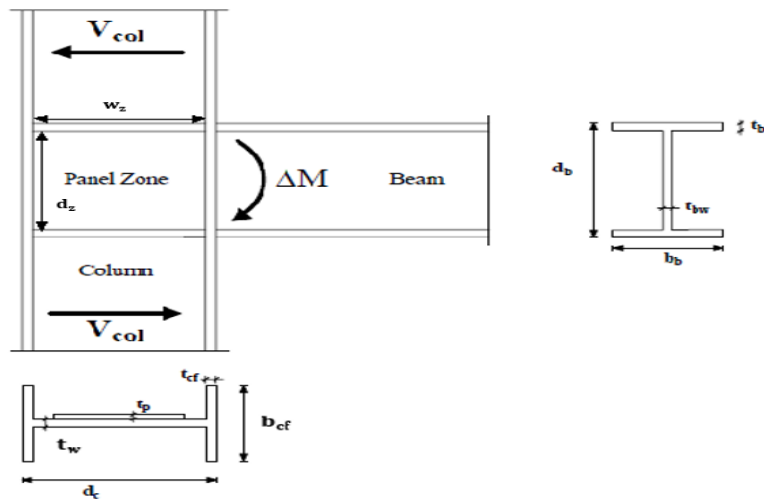
$\alpha = 1.0$ para LRFD

Cada vez que se requiera se debe colocar placa(s) doble(s) dentro de los límites de la conexión rígida cuyas almas yacen en un plano común (AISC 360, 2016).

En la Figura 15 se presenta un esquema de una conexión viga–columna típica utilizando algunas de las variables empleadas en las ecuaciones (22), (23), (24) y (25). Se debe tener en cuenta que, si se colocan placas de refuerzo o *doubler plate(s)*, en las ecuaciones anteriores se debe ocupar t en lugar de t_w de forma que, $t = t_w + t_p$, donde t es el espesor total de la zona del panel y t_p es el espesor de la(s) placa(s) de refuerzo, como se indica en la Figura 15. Si no hay placas de refuerzo, $t_p = 0$ y $t = t_w$.

Figura 15

Esquema de conexión viga–columna



Nota. Adaptado de (Dávila-Arbona et al., 2008).

1.5.4.4.2. Espesor

El espesor requerido de la zona del panel se determinará de acuerdo con el método utilizado para dimensionar la zona del panel de la conexión precalificada.

Los espesores individuales, t , del alma de la columna y placas dobles, si son utilizadas, deberán cumplir con el requisito siguiente:

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (26)$$

Donde,

$d_z = d_b - 2t_{bf}$: de la viga de mayor altura en la conexión [in]

w_z : ancho de la zona de panel medido entre las alas de la columna [in]

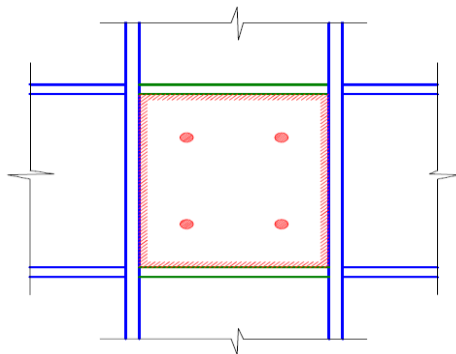
t : espesor del alma de la columna o placa doble individual [in]

Cuando se utilicen soldaduras de tapón o *plug welds* para unir la placa doble al alma de la columna, se permite usar el espesor total de la zona del panel, t , para satisfacer la ecuación (26), es decir, $t = t_w + t_p$. Además, los espesores individuales del alma de la columna y la placa doble deben satisfacer la ecuación (26), donde d_z y w_z se modifican para ser la distancia entre soldaduras de tapón. Cuando se requieran soldaduras de tapón, se debe usar un mínimo de cuatro soldaduras de tapón espaciadas de acuerdo con la ecuación (26). Se recomienda colocar las soldaduras de tapón en pares, dividiendo la placa doble en rectángulos de aproximadamente el mismo tamaño. Las soldaduras de tapón deben cumplir con los requisitos de la Norma AISC 360-16, Sección J2.3.

Crisafulli F. J. (2018) indica que se puede usar soldadura de tapón para conectar las placas entre sí, cuando se utilicen placas dobles de refuerzo y no se cumpla con la condición de la ecuación (26).

Figura 16

Placa doble con soldadura de tapón



Nota. Tomado de (Crisafulli F. J., 2018).



1.5.4.4.3. Placas Dobles o Doubler Plates

Cuando la zona del panel de una columna tiene resistencia insuficiente, se pueden agregar localmente placas dobles para aumentar el grosor del alma de la columna (Bruneau et al., 2016).

El espesor de las placas dobles, si se utilizan, no debe ser menor que 1/4 [in] (6 mm). Cuando se utilicen, las placas dobles deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. Cuando la resistencia requerida de la zona del panel exceda la resistencia de diseño, o cuando el espesor de la zona del panel no cumpla con la ecuación (26), se deben colocar placas dobles. Las placas dobles se colocarán en contacto con el alma o separadas del alma. Cuando se tiene una separación de hasta 1/6 [in] (2 mm) entre la placa doble y el alma de la columna, se permite diseñar las placas dobles como placas en contacto con el alma. Cuando las placas dobles estén separadas del alma, se deben colocar simétricamente en lados opuestos del alma de la columna.
2. Las placas dobles en contacto con el alma se deben soldar a las alas de la columna, ya sea utilizando soldaduras de ranura con penetración parcial (PJP, *por sus siglas en inglés*), o utilizando soldaduras en ángulo. Las placas dobles separadas del alma se deben soldar a las alas de la columna utilizando soldaduras de ranura con penetración completa (CJP, *por sus siglas en inglés*), o soldaduras de filete.

Al colocar placas dobles se debe tener en cuenta los siguientes casos:

(a) Placas dobles sin placas de continuidad

Las placas dobles y las soldaduras que conectan las placas dobles a las alas de la columna, deben extenderse por lo menos 6 [in] (150 mm) por encima y por debajo de la viga de mayor altura que llegue al nudo. Para placas dobles en contacto con el alma, si el espesor de la placa doble individual y el espesor del alma de la columna satisfacen la ecuación (26), no se requiere soldadura a lo largo de los bordes superior e inferior de la



placa de doble, como se indica en la Figura 17a. Si el espesor de la placa doble individual o el espesor del alma de la columna no satisface la ecuación (26), entonces se debe utilizar una soldadura de filete de tamaño mínimo a lo largo de los bordes superior e inferior de la placa doble como se indica en la Figura 17b, para mantener la estabilidad de la zona del panel. Es importante mencionar que, cuando se utilicen soldaduras en ángulo (v. gr.: soldaduras de filete) a lo largo de los bordes superior e inferior de la placa doble, estas soldaduras no deben extenderse hasta el área “k”.

(b) Placas dobles con placas de continuidad

Cuando la conexión dispone de placas de continuidad se tienen los siguientes casos:

a) Placas dobles extendidas

Las placas dobles extendidas deben estar en contacto con el alma de la columna. La extensión mínima de las placas dobles utiliza el mismo criterio del inciso (a). Las placas de continuidad se deben soldar a las placas dobles extendidas utilizando soldaduras de ranura CJP. No se requieren soldaduras en los bordes superior e inferior de la placa doble.

b) Placas dobles entre placas de continuidad

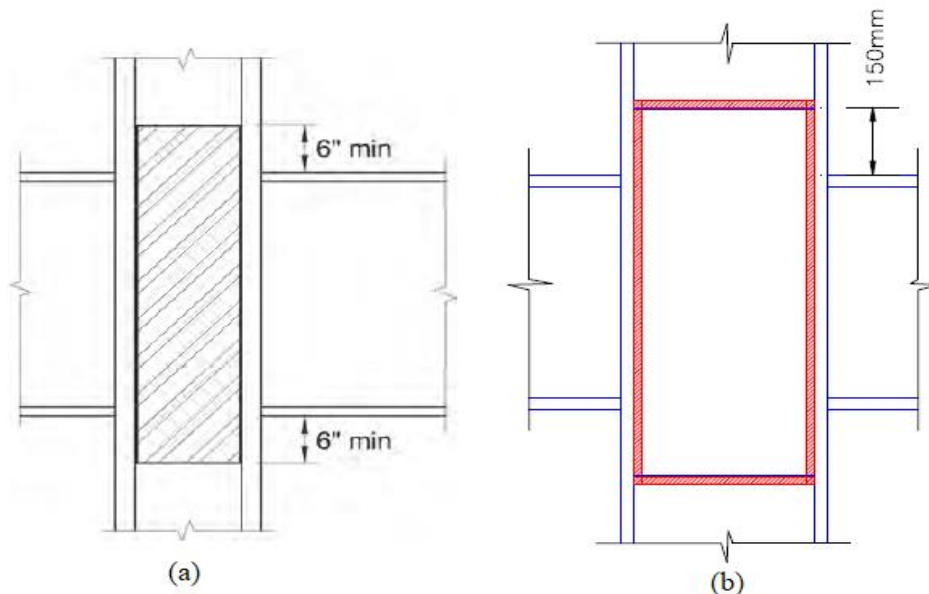
Se permite que las placas dobles colocadas entre las placas de continuidad estén en contacto con el alma o separados del alma. Las soldaduras entre la placa doble y las alas de la columna deben extenderse entre las placas de continuidad, pero a no más de 1 [in] (25 mm) de la placa de continuidad. Las partes superior e inferior de la placa doble deben soldarse a las placas de continuidad a lo largo de toda la longitud de las placas de continuidad en contacto con el alma de la columna.

1.5.5. Placas de Continuidad

En las conexiones a momento viga–columna totalmente restringidas, los momentos de la viga se transfieren principalmente a las secciones de la columna a través de pares de fuerza de tensión-compresión que se desarrollan en las alas de la viga. Las secciones de columna que son incapaces de transferir estas fuerzas de ala, a menudo se adaptan con placas de continuidad dentro de la región de conexión, para mejorar su capacidad (Norwood & Prinz, 2019).

Figura 17

Placas dobles sin placas de continuidad



Nota. (a) Soldadura en caras adyacentes a las alas de la columna. Tomado de (AISC 341, 2016);

(b) Soldadura en todos los lados. Tomado de (Crisafulli F. J., 2018).

Las placas de continuidad ayudan a distribuir las fuerzas del ala de viga al alma de la columna, rigidizan el alma de la columna para evitar el pandeo local bajo fuerzas concentradas del ala de la viga y, minimizan la concentración de esfuerzos que pueden ocurrir en la unión viga–columna (AISC 341, 2016).



Las Norma AISC 341-16 considera los siguientes criterios para el diseño de placas de continuidad.

1.5.5.1. Condiciones que Requieren Placas de Continuidad

Se deben colocar placas de continuidad en los siguientes casos:

- (a) Cuando la resistencia requerida en la cara de la columna exceda la resistencia disponible de la columna, determinada utilizando los estados límite aplicables indicados en la Sección J10 de la Norma AISC 360-16. Cuando así se requiera, las placas de continuidad deben satisfacer los requisitos de la Sección J10.8 de la Norma AISC 360-16 y los requisitos de la Sección 1.5.5.2.

Para conexiones en las que el ala de la viga está soldada al ala de la columna, la columna debe tener una resistencia disponible suficiente para resistir una fuerza aplicada consistente con el momento máximo probable en la cara de la columna, M_f . La fuerza aplicada del ala de la viga, P_f , correspondiente al máximo momento probable en la cara de la columna, M_f , se determina de acuerdo a las condiciones especificadas de forma detallada en la Sección E3.6f de la Norma AISC 341-16.

- (b) Cuando el espesor del ala de la columna es menor que el espesor límite, t_{lim} , determinado de acuerdo a la siguiente condición:

- (1) Cuando el ala de la viga está soldada al ala de una columna de perfil W o construida en forma de I, el espesor límite del ala de la columna es:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (27)$$

Donde,

b_{bf} : ancho del ala de la viga [in]



1.5.5.2. Requerimientos Para las Placas de Continuidad

Cuando se requieran placas de continuidad, éstas deben cumplir:

1. Ancho

El ancho de la placa de continuidad se determina como sigue:

- (a) Para columnas en forma de W, las placas de continuidad como mínimo, deben extenderse desde el alma de la columna hasta un punto opuesto a las puntas del ala más ancha de la viga.

2. Espesor

El espesor mínimo de las placas de continuidad se determinará como sigue:

- (a) Para conexiones unilaterales, el espesor de la placa de continuidad debe ser al menos el 50% del espesor del ala de la viga.
- (b) Para conexiones de dos lados, el espesor de la placa de continuidad debe ser al menos igual al 75% del espesor del ala de la viga más gruesa a cada lado de la columna.

3. Soldaduras

Las placas de continuidad se deben soldar a las alas de la columna utilizando soldaduras de ranura CJP.

Las placas de continuidad se deben soldar al alma de las columnas o a las placas dobles extendidas utilizando soldaduras de ranura o de filete. La resistencia requerida de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna o a la placa doble extendida, se determina de acuerdo a las condiciones especificadas de forma detallada en la Sección E3.6f de la Norma AISC 341-16.

Hamburger & Malley (2016) recomiendan a los diseñadores aumentar el tamaño de las columnas, más allá de los requisitos del Código para obtener un mejor rendimiento en eventos sísmicos



severos. Añaden que tiene la ventaja de reducir la necesidad de proporcionar placas dobles y placas de continuidad costosas, pero que deben tener presente el aumento del peso total del acero utilizado en el proyecto.

1.5.6. Empalmes de Columnas

En estructuras de acero, los empalmes son un tipo de conexión que se utiliza para unir dos tramos de columnas, con el propósito de dar continuidad a la estructura.

Los empalmes son necesarios debido a las limitaciones en las longitudes de los perfiles, fabricados generalmente de 12 m de longitud, y por restricciones en el transporte de los elementos fabricados en taller, a obra. Además, se pueden utilizar para realizar cambios de sección en edificios de varios pisos, debido a que las solicitaciones por cargas gravitacionales y acciones laterales van disminuyendo conforme aumenta la altura del edificio (Crisafulli F. J., 2018).

1.5.6.1. Ubicación de Empalmes

Con frecuencia, para el diseño preliminar se supone que los puntos de inflexión del diagrama de momento flector se encuentran en la longitud media de los elementos, esto no es tan cierto, debido a que la ubicación de los puntos de inflexión variara significativamente por la redistribución de momentos que se da por la fluencia en el pórtico debido a la acción del sismo. Intuitivamente, se busca ubicar el empalme cerca de un punto de inflexión y diseñar el empalme para un momento flector relativamente pequeño; esto sería un error, porque se debe considerar la posibilidad de momentos flectores significativos en la ubicación del empalme, independientemente de los resultados obtenidos del análisis elástico (Bruneau et al., 2016). Además, análisis no lineales demostraron que la ubicación del momento mínimo en una columna no es estática, sino que se mueve a lo largo de la columna dependiendo de las características del movimiento del suelo y la configuración del pórtico (Hamburger & Malley, 2016).

Teniendo en cuenta esto, la Norma AISC 341-16 establece el siguiente criterio:



Para todas las columnas del edificio, incluidas las que no forman parte del SFRS, los empalmes de columnas deben ubicarse como mínimo a 4 [ft] (1.2 m) de las conexiones viga–columna. Excepto cuando:

1. La altura libre de la columna entre conexiones viga–columna es inferior a 8 [ft] (2,4 m), en este caso los empalmes deben ubicarse en la mitad de la altura libre.
2. Los empalmes de alas y alma se realizan utilizando soldaduras de ranura de penetración completa (CJP, *por sus siglas en inglés*), en este caso los empalmes pueden ubicarse más cerca de las conexiones viga–columna, pero la distancia a las conexiones viga–columna no debe ser menor que la altura de la columna.
3. Los empalmes se realicen en columnas compuestas.

1.5.6.2. Resistencia Requerida

La falla de los empalmes no solo reducirá la resistencia a la flexión y a la tensión, sino que también reducirá la capacidad de la columna para transferir fuerzas cortantes (Hamburger & Malley, 2016), por tal razón, es fundamental determinar la resistencia de los empalmes de acuerdo a las disposiciones de la Norma AISC 341-16. Estas son:

- (a) La resistencia requerida en los empalmes de columnas que forman parte del SFRS, debe ser al menos igual a la resistencia requerida de las columnas utilizando el efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada, E_{cl} .
- (b) En el caso de empalmes soldados en los que cualquier parte de la columna está sujeta a un efecto de carga de tracción, determinado utilizando la carga sísmica de sobrerresistencia, se deben satisfacer todos los requisitos siguientes:
 - (1) La resistencia disponible de las juntas soldadas con ranura de penetración parcial (PJP, *por sus siglas en inglés*), si se utilizan, debe ser al menos igual al 200% de la resistencia requerida.



Este requisito se basa en pruebas que han demostrado que las soldaduras de penetración parcial en elementos bajo cargas de tracción, son frágiles (Bruneau et al., 2016).

- (2) La resistencia disponible de la soldadura de ala, debe ser al menos igual a $0.5R_yF_yb_ft_f/\alpha_s$

Donde,

b_f : ancho del ala [in] (mm), de la columna más pequeña conectada

t_f : espesor del ala [in] (mm), de la columna más pequeña conectada

- (3) Cuando se utilicen juntas a tope con soldaduras de ranura de penetración completa (CJP, *por sus siglas en inglés*) y cuando la tensión de tracción en cualquier ubicación del ala más pequeña excede $0.30F_y/\alpha_s$, se deben realizar transiciones cónicas entre alas de espesor o ancho desigual de acuerdo a AWS D1.8.

1.5.6.3. Resistencia Requerida a Corte

Para todas las columnas del edificio, incluidas las que no forman parte del SFRS, la resistencia requerida a corte de los empalmes con respecto a ambos ejes ortogonales de la columna será $M_{pc}/(\alpha_s H)$.

Donde,

M_{pc} : es el menor momento plástico de las columnas para la dirección en cuestión [kip-in]

H : es la altura del piso [in]

La resistencia requerida a corte de los empalmes de columnas que forman parte del SFRS, será la mayor entre la determinada aplicando este punto y la determinada según la Sección 1.5.6.2 (a).

1.5.6.4. Configuraciones del Empalme

Los empalmes pueden atornillarse o soldarse en las dos columnas, o bien soldarse en una y atornillarse en la otra. Cuando se utilicen placas o canales para hacer empalmes (v. gr.: empalmes



atornillados) de alma en columnas que forman parte del SFRS, éstas deben colocarse a ambos lados del alma, en consecuencia, no se permiten las conexiones de un solo lado.

Los empalmes en las alas y alma de la columna se pueden realizar utilizando soldaduras de ranura CJP o PJP. Una explicación detallada de este tipo de soldaduras se encuentra en la Sección E3.6g de la Norma AISC 341-16.

1.5.6.5. Empalmes Atornillados

Para el caso de empalmes atornillados, la resistencia a la flexión deber ser al menos igual a $R_y F_y Z_x / \alpha_s$ de la columna más pequeña, donde Z_x es el módulo de la sección plástica alrededor del eje x . La resistencia requerida a corte de los empalmes del alma de la columna debe ser al menos igual a $\sum M_{pc} / (\alpha_s H_c)$, donde $\sum M_{pc}$ es la suma de los momentos plásticos en los extremos superior e inferior de la columna.

1.5.7. Vigas y Columnas

Los perfiles utilizados en vigas y columnas de PEM, deben cumplir con las siguientes disposiciones de la Norma AISC 341-16.

1.5.7.1. Requerimientos Básicos

Los perfiles de vigas y columnas deben ser clasificados como miembros altamente dúctiles, esto es:

1. Las secciones de acero estructural deben tener las almas conectadas a las alas.
2. las relaciones ancho/espesor de los elementos a compresión no deben exceder el límite λ_{hd} , dado en la Tabla D1.1. de la Norma AISC 341-16.
3. Para vigas en formas de "I" en PEM, donde $C_a \leq 0.114$, la relación h/t_w no excederá

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde,

C_a : relación entre la resistencia requerida y la resistencia axial disponible dado en la Tabla D1.1



h : distancia libre entre alas del perfil [in]

t_w : espesor del alma [in]

1.5.7.2. Alas de Vigas

Los cambios bruscos en el área del ala de la viga están prohibidos en las regiones de rótulas plásticas. No se permite la perforación de orificios en el ala o el recorte del ancho del ala de la viga a menos que las pruebas o la calificación demuestren que la configuración resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables para la rotación plástica requerida. La configuración debe ser consistente con una conexión precalificada designada en AISC 358.

1.5.7.3. Zonas Protegidas

Las zonas protegidas se diseñan para soportar deformaciones cíclicas inelásticas cuando la estructura está bajo acción del sismo de diseño (Crisafulli F. J., 2018). Bruneau et al. (2016) agrega que estas zonas son las partes de los elementos estructurales o conexiones sobre las cuales se prohíben alteraciones, perforaciones y acoplamientos, para no afectar su capacidad de sufrir grandes deformaciones inelásticas. En la Figura 18 se muestra un esquema de una conexión a momento precalificada de tipo viga de sección reducida o *reduced beam section* (RBS).

La región en cada extremo de la viga sujeta a tensión inelástica debe designarse como zona protegida y debe satisfacer los requisitos de la Sección D1.3 de la Norma AISC 341-16. La extensión de la zona protegida será designada según el tipo de conexión utilizado, de acuerdo a la Norma AISC 358.

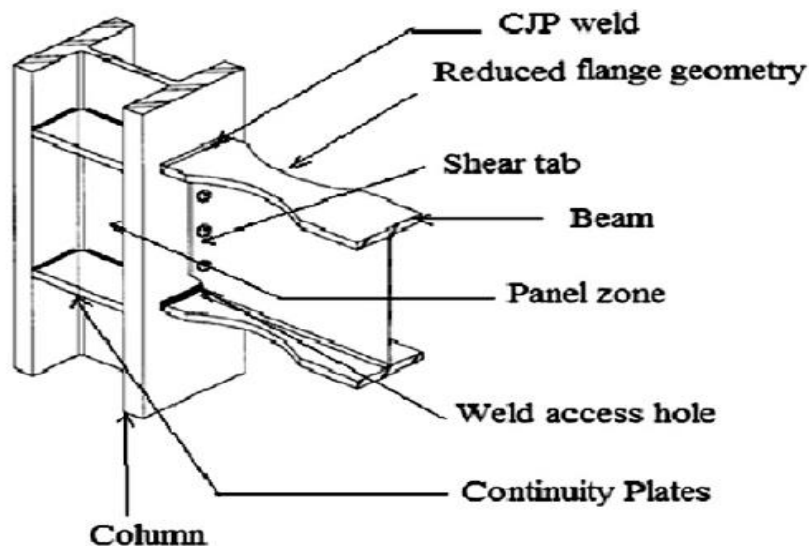
1.6. Viga de Sección Reducida

A partir del terremoto de Northridge de 1994, se han desarrollado nuevos diseños de conexiones a momento para estructuras sismorresistentes de acero, entre ellos se encuentra la conexión a momento RBS (Engelhardt, 1999). En este tipo de conexiones se realiza un corte en las alas del perfil en la región cercana a la conexión (Crisafulli F. J., 2018), ver Figura 18. La reducción

del ancho del ala de la viga sirve para retrasar el pandeo local del ala, pero aumenta la probabilidad de pandeo local del alma y pandeo lateral torsional porque la rigidez en el plano de las alas se reduce significativamente. La sección reducida de la viga generalmente experimenta primero el pandeo local del alma, seguido del pandeo lateral torsional y el pandeo local del ala (Uang et al., 2001).

Figura 18

Detalle de conexión RBS



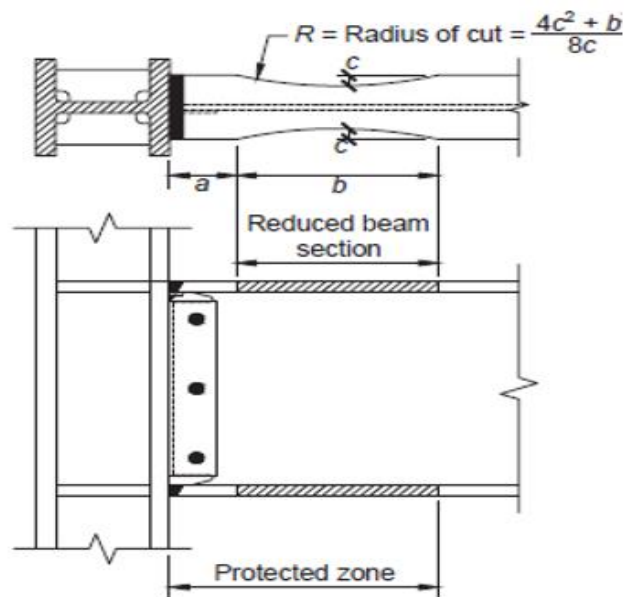
Nota. Tomado de (Swati & Gaurang, 2014).

Al realizar el corte en las alas de la viga, como consecuencia de la reducción del área de las alas, las rótulas plásticas pueden alejarse de la cara de la columna a una ubicación seleccionada. Al debilitar de forma estratégica la viga en una cantidad predeterminada, a cierta distancia de la conexión soldada, y teniendo en cuenta el diagrama de momentos para garantizar que la fluencia ocurra sólo en ese tramo reducido, se logra proteger eficazmente la conexión viga–columna más vulnerable (Bruneau et al., 2016).

La conexión de las alas de la viga con la columna se realiza mediante soldaduras de ranura de penetración completa (CJP), mientras que el alma se conecta mediante soldadura o pernos (Crisafulli F. J., 2018), ver Figura 18.

Figura 19

Conexión a momento viga de sección reducida



Nota. Tomado de (AISC 358, 2016).

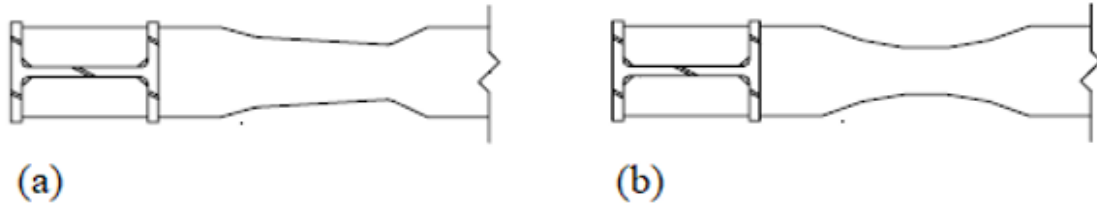
Las secciones de viga se pueden reducir ahusando las alas o realizando un corte radial. La viga de sección reducida con corte radial minimiza las concentraciones de tensión, de esta forma se reducen las posibilidades de que ocurra una fractura dentro de la sección reducida. Además, el corte radial es relativamente sencillo de fabricar, por ende, es el más recomendado (Engelhardt, 1999). Por otro lado, ahusar las alas tiende a promover una fractura prematura en las alas de la viga. En la Figura 20 se muestra un esquema de los dos tipos de reducciones.

Pruebas de laboratorio han demostrado que en la mayoría de los casos las conexiones a momento RBS desarrollan al menos un 3% de rotación plástica. En consecuencia, los datos de las pruebas realizadas sugieren que la conexión RBS puede desarrollar grandes niveles de rotación

plástica de manera consistente y confiable (Engelhardt, 1999). En la Figura 21 se muestra un ejemplo de una prueba realizada en laboratorio para este tipo de conexión.

Figura 20

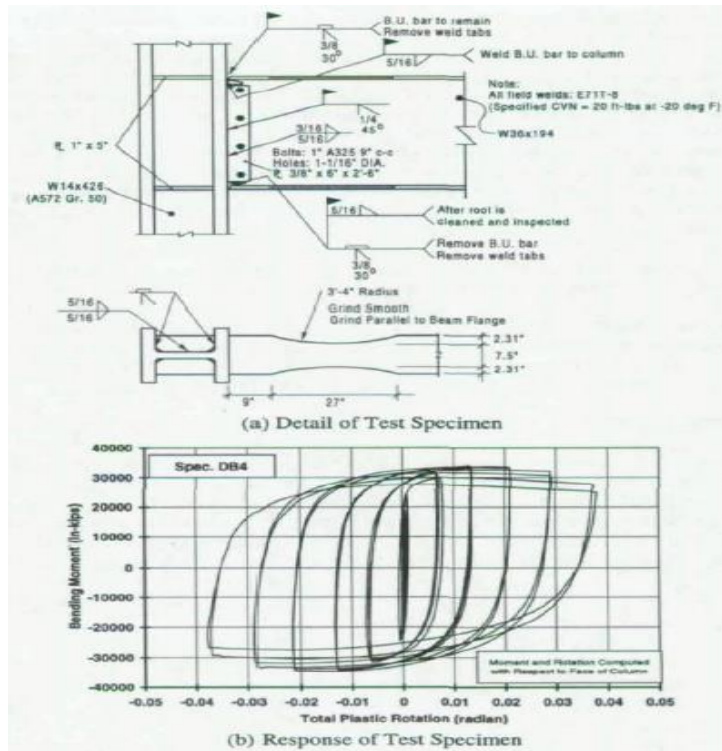
Conexión a momento viga de sección reducida



Nota. (a) alas ahusadas; (b) alas con corte radial. Adaptado de (Uang et al., 2001).

Figura 21

Ejemplo del comportamiento de una viga de sección reducida



Nota. Tomado de (Engelhardt, 1999).



Finalmente, Uang et al. (2001) indican que en este tipo de estructuras los ingenieros utilizan frecuentemente columnas de considerable peralte o “profundas” para controlar las derivas de piso. Recomiendan tener en cuenta que cuando se utilizan este tipo de columnas, hay una alta posibilidad de que se produzca torsión en la columna. En el artículo publicado por Chi & Uang (2002) *Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns* se afirma lo anterior y se concluye que la torsión en la columna se puede producir por dos factores: i) las vigas de sección reducida se pandean más lateralmente, introduciendo torsión y flexión fuera del plano de la columna y ii) la propiedad de torsión de las secciones “profundas” tienden a producir una mayor tensión de alabeo en la columna. En caso de que los resultados del análisis indiquen la presencia de torsión en la columna, recomiendan cambiar el perfil o apuntalar la columna, sin embargo, dicen es más eficaz colocar refuerzos laterales adicionales cerca de la región de RBS para reducir la amplitud del pandeo lateral torsional.

Capítulo 2

2. Materiales y Metodología

2.1. Enfoques de Diseño por Capacidad

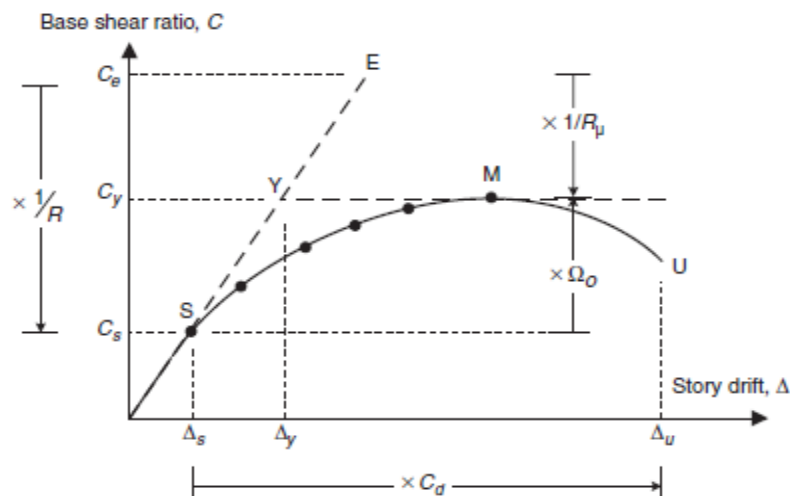
El diseño por capacidad es un concepto claro, sin embargo, a la hora de implementarlo en el diseño surgen dificultades (Bruneau et al., 2016). En los PEM la energía se disipa a través de las rótulas plásticas que se forman en las vigas, estos elementos son conocidos como Elementos Controlados por Deformación (DCE, *por sus siglas en inglés*); por otro lado, las conexiones y columnas deben trabajar en el rango elástico cuando la estructura este sometida a la acción del sismo, estos elementos son conocidos como Elementos Controlados por Fuerza (FCE, *por sus siglas en inglés*).

Para un mejor entendimiento de este método se presenta la Figura 22, esta figura representa el comportamiento de una estructura dúctil cuando es sometida a cargas laterales impartidas por el

sismo. Se puede observar claramente que hasta el punto *S* la estructura se comporta de forma elástica, en este rango la capacidad de la estructura puede ser calculada utilizando ecuaciones lineales, es decir, la Ley de Hooke es válida. Una vez que la estructura entra en el rango no lineal, la Ley de Hooke ya no es válida, por lo que las ecuaciones lineales no pueden ser utilizadas y necesariamente, se requiere de análisis no lineales que permitan hallar la resistencia última de la estructura, punto *M*. Realizar análisis no lineales demanda de tiempo debido a su complejidad, en diseños típicos no resulta práctico. Por tal razón, la Norma ASCE 7 proporciona dos métodos alternativos para evitar estos análisis, estos métodos pueden clasificarse como enfoques a nivel global y local (Bruneau et al., 2016).

Figura 22

Comportamiento de factores sísmicos utilizados en ASCE 7



Nota. Tomado de (Bruneau et al., 2016).

2.1.1. Enfoque a Nivel Global

Este enfoque de diseño es simplificado. La Norma ASCE 7-16 proporciona un factor de sobrerresistencia, Ω_0 , para incrementar las fuerzas de diseño de los elementos de la estructura y alcanzar la máxima resistencia requerida, punto *M* de la Figura 22. La cortante basal de la estructura se calcula utilizando el factor de sobrerresistencia como sigue:



$$V = C_y W = \Omega_o (C_s W) \quad (28)$$

Donde,

V : cortante basal en la dirección de análisis

C_s : coeficiente de respuesta sísmico

W : peso efectivo de la estructura

Los DCE se diseñan utilizando las combinaciones de carga básicas dadas en ASCE 7-16, ver (29) y (30). Los FCE se diseñan utilizando el factor de sobrerresistencia como se indica en ASCE7-16, ver (31) y (32).

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \quad (29)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E \quad (30)$$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + L + 0.2S \quad (31)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E \quad (32)$$

Donde,

S_{DS} : parámetro de aceleración del espectro de respuesta para períodos cortos

Q_E : efecto de fuerzas horizontales inducidas por el sismo

ρ : factor de redundancia

Ω_o : factor de sobrerresistencia

D : carga muerta

L : carga viva

S : carga de nieve

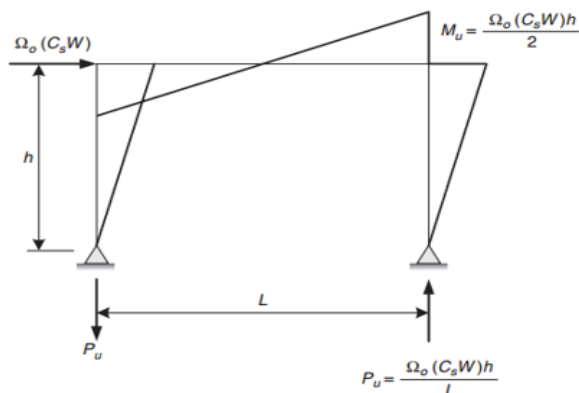
Las combinaciones de carga básicas se dan en el Capítulo 2 de la Norma ASCE7-16. Es importante decir que en las combinaciones (29) y (30) se han sustituido los parámetros E_v y E_h por

$0.2S_{DS}$ y ρQ_E respectivamente, ver Capítulo 12. Las combinaciones de carga que incluyen el factor de sobrerresistencia, combinaciones (31) y (32), se dan en el Capítulo 12.

El enfoque global es de naturaleza aproximada, debido a que el valor de sobrerresistencia, Ω_o , es un valor empírico que fue desarrollado principalmente usando criterio de ingeniería. En este enfoque de diseño las fuerzas en las columnas se determinan como se indica en la Figura 23, no se diseña explícitamente la rótula plástica, más bien se garantiza la formación de la misma haciendo uso del factor de sobrerresistencia.

Figura 23

Determinación de fuerzas en FCE (columna): Enfoque a Nivel Global



Nota. Tomado de (Bruneau et al., 2016).

2.1.2. Enfoque a Nivel Local

Este enfoque de diseño proporciona el valor límite superior al enfoque de diseño a nivel global, es decir, las fuerzas de diseño de los FCE se calculan a partir de las fuerzas máximas desarrolladas en los DCE. Otra forma de interpretar el valor límite es, la Norma AISC 341-16 indica que el valor de $\Omega_o Q_E$ no debe ser mayor a E_{cl} , donde E_{cl} es el efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada; para mayor información ver Sección B2. Para demostrar este concepto se hace uso de la Figura 24. En la Figura 24 se muestra el diagrama de momento por carga sísmica cuando se alcanza la fluencia en el DCE (viga), es decir, cuando se forman las rótulas plásticas. Se

supone que cada rótula plástica se ubica a una distancia c del eje central de la columna. El momento plástico nominal de la viga es:

$$M_{pn} = ZF_y \quad (33)$$

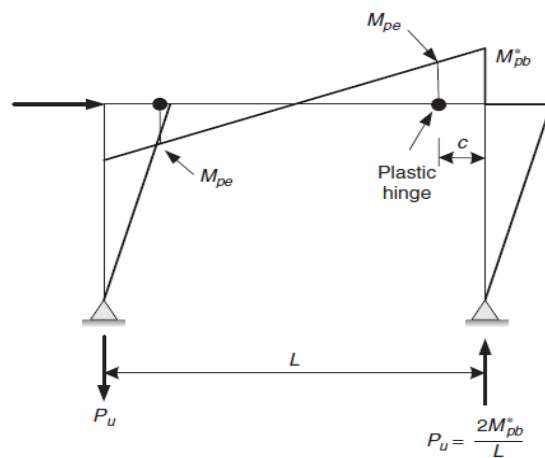
Donde,

Z : módulo plástico de la sección alrededor del eje de flexión [in^3]

F_y : esfuerzo de fluencia mínima [ksi]

Figura 24

Determinación de fuerzas en FCE (columna): Enfoque a Nivel Local



Nota. Tomado de (Bruneau et al., 2016).

Sin embargo, el esfuerzo de fluencia real es mayor que F_y , entonces:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (34)$$

Donde,

F_{ye} : esfuerzo de fluencia real o esperado [ksi]

R_y : relación entre el límite de fluencia real o esperado y el límite de fluencia mínimo



La Norma AISC 341-16 proporciona valores para R_y en función del grado y aplicación del acero. Por lo tanto, haciendo uso de las ecuaciones (33) y (34) el momento plástico real de la viga es:

$$M_{pe} = ZF_{ye} = R_y ZF_y = R_y M_{pn} \quad (35)$$

Bajo cargas cíclicas el acero tiende a endurecerse después de la fluencia, como consecuencia, el momento en las rotulas plásticas aumenta. Entonces, el máximo momento probable en las rotulas plásticas es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_{pn} \quad (36)$$

Donde,

C_{pr} : factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión considerando el endurecimiento por deformación, refuerzo adicional y otras condiciones

La Norma AISC 358-16 limita el valor de C_{pr} a 1.2. Este factor se calcula con la ecuación siguiente:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (37)$$

Donde,

F_u : esfuerzo de tensión mínimo [ksi]

Sin embargo, el esfuerzo de tensión real es mayor que F_u , entonces:

$$F_{ue} = R_t F_u \quad (38)$$

Donde,

F_{ue} : esfuerzo de tensión real o esperado [ksi]

R_t : relación entre el límite de tensión real o esperado y el límite de tensión mínimo



La Norma AISC 341-16 proporciona valores para R_t en función del grado y aplicación del acero. Debido a que el diagrama de momentos de la viga producido por la carga lateral varía linealmente a lo largo del tramo de la viga, ver Figura 24, el momento proyectado en la columna es M_{pb}^* , este momento considera el momento probable generado en la rótula plástica y el momento debido a cargas de gravedad en la viga, mientras que la fuerza axial en la columna es igual a $\frac{2M_{pb}^*}{L}$.

2.2. Conexión RBS

En esta Sección se presenta la metodología utilizada en el diseño de la conexión a momento RBS. Es importante mencionar que las vigas destinadas a desarrollar rótulas plásticas deben cumplir con los límites de precalificación dados en el Capítulo 5 de la Norma AISC 358-16. El procedimiento es el siguiente (AISC 358, 2016):

1. De acuerdo a la Figura 19, seleccione valores del corte radial de la viga, a , b y c con las siguientes restricciones:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (39)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (40)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (41)$$

Donde,

b_{bf} : ancho del ala de la viga [in]

d : altura de la viga [in]

2. Calcule el módulo de sección plástica en el centro de corte radial de la RBS.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (42)$$

Donde,

Z_{RBS} : módulo de sección plástica en el centro de la viga de sección reducida [in³]



Z_x : módulo de sección plástica sobre el eje x , de la sección bruta de la viga [in^3]

t_{bf} : espesor del ala de la viga [in]

3. Calcule el momento probable máximo, M_{pr} , en el centro de corte radial de la RBS.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (43)$$

4. Calcule la fuerza cortante en el centro del corte radial de la RBS, en cada extremo de la viga.
5. Calcule la demanda por flexión en la cara de la columna a partir de la Figura 25.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (44)$$

Donde,

M_f : momento probable máximo en la cara de la columna [kip-in]

$S_h = a + b/2$: distancia de la cara de la columna al centro de la rótula plástica [in]

V_{RBS} : máxima fuerza cortante desarrollada en el centro del corte radial de la RBS, en cada extremo de la viga [kips]

6. Calcule M_{pe} , momento plástico de la viga basado en el límite de fluencia esperado.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (45)$$

7. Revise la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna. Si no satisface la ecuación (46) realice un ajuste de los valores a , b y c , o escoja una nueva sección y repita los pasos 2 a 7.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (46)$$

Donde,

ϕ_d : factor de resistencia para estados límite dúctiles, 1.0 para límites dúctiles y 0.9 para límites no dúctiles

8. Calcule la resistencia requerida a cortante, V_u , de la viga y la conexión en la cara de la columna a partir de:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + S_h V_{gravity} \quad (47)$$

Donde,

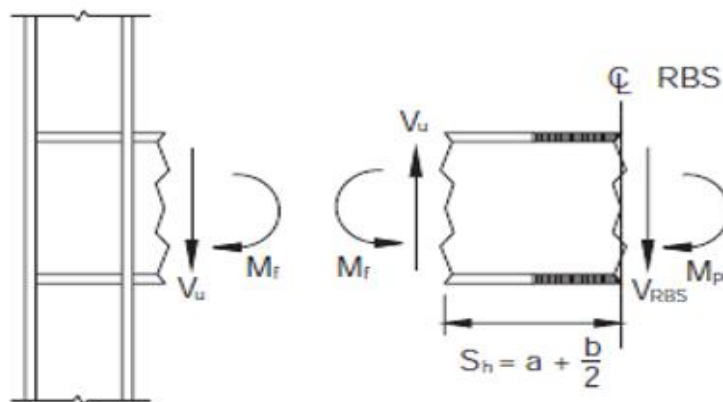
L_h : distancia entre ubicaciones de las rótulas plásticas [in]

$V_{gravity}$: fuerza cortante de la viga por cargas de gravedad [kips]

9. Diseñe la conexión entre el alma de la viga y columna de acuerdo a la Sección 5.6 de la Norma AISC 358-16.
10. Revise los requerimientos de placas de continuidad de acuerdo a la Sección 2.4 de la Norma AISC 358-16, cumpliendo con las especificaciones de la Norma AISC 341-16.
11. Revise los límites de relación columna–viga de acuerdo a la Sección 5.4 de la Norma AISC 358-16.

Figura 25

Diagrama de cuerpo libre entre centro de RBS y la cara de la columna



Nota. El centro de RBS se refiere al centro del corte radial de la RBS. Tomado de (AISC 358, 2016).



2.3. Descripción de la Estructura

La estructura utilizada en el desarrollo del presente trabajo de investigación pertenece a un ejemplo dado en NIST GCR 10-917-8, realizado por *National Institute of Standards and Technology*. El documento presenta la evaluación de la metodología FEMA P-695, el prototipo utilizado fue tomado del Capítulo 6. En la Figura 26 se muestra la configuración en planta del prototipo.

Los pórticos perimetrales se diseñan como PEM, los demás pórticos resisten únicamente cargas gravitatorias, ver Figura 26. Los pórticos especiales del sistema resistente a la fuerza sísmica (SFERS, *por sus siglas en inglés*), se diseñan y detallan de acuerdo con las disposiciones de la Norma AISC 341-16, ver Sección 1.5. Los pórticos resistentes a cargas gravitatorias se diseñan de acuerdo con las disposiciones de la Norma AISC 360-16. Las conexiones RBS se diseñan y detallan de acuerdo con las disposiciones de la Norma AISC 358-16, ver Sección 2.2.

Los factores de desempeño sísmico se muestran en la Tabla 1. Estos valores fueron tomados de la Tabla 12.2-1 de la Norma ASCE 7-16 de acuerdo al sistema sismorresistente empleado.

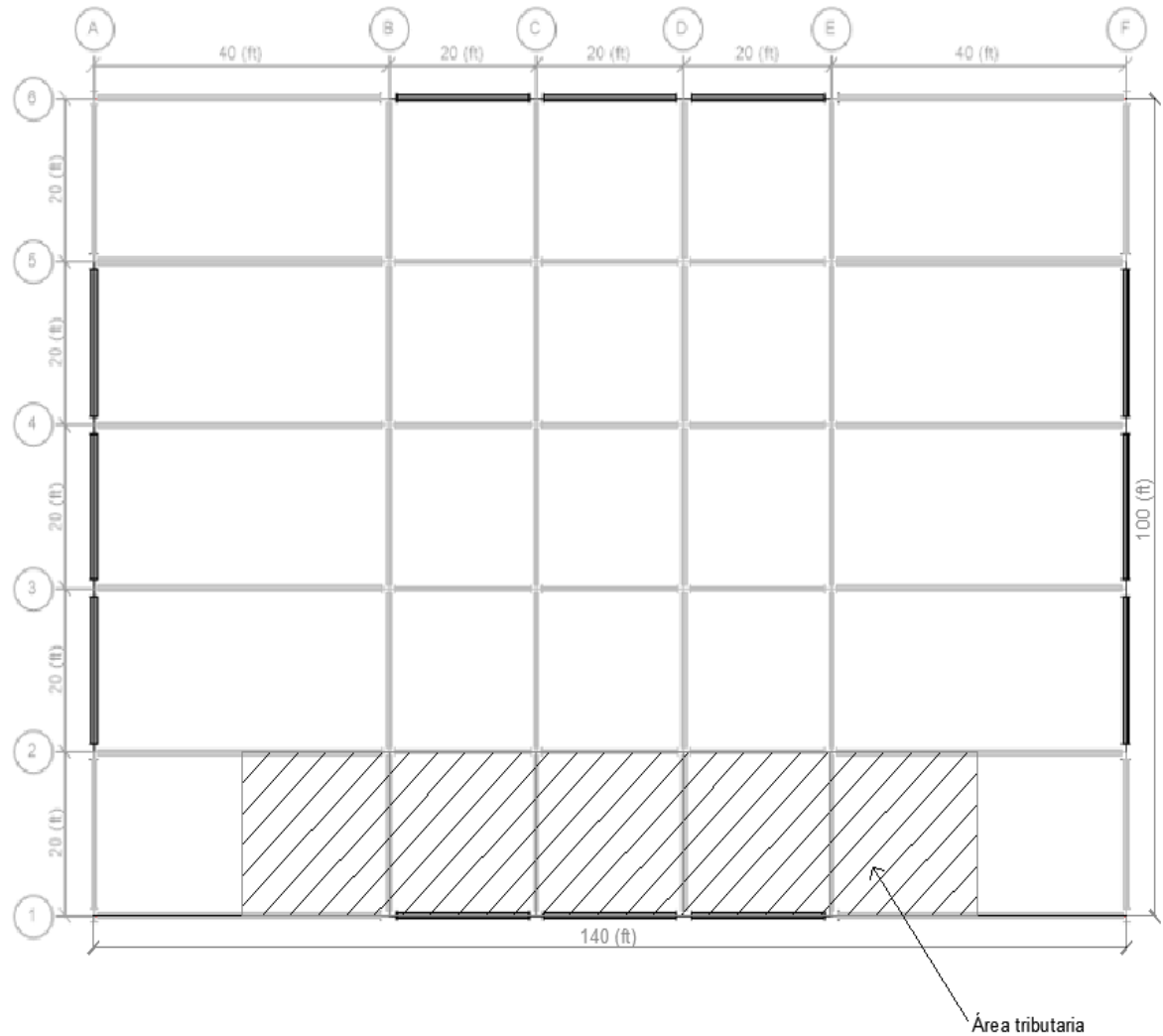
Tabla 1

Factores de desempeño sísmico

Parámetro	Valor	Unidad
R	1.0	g
C_d	0.6	g
Ω_o	0.12	s

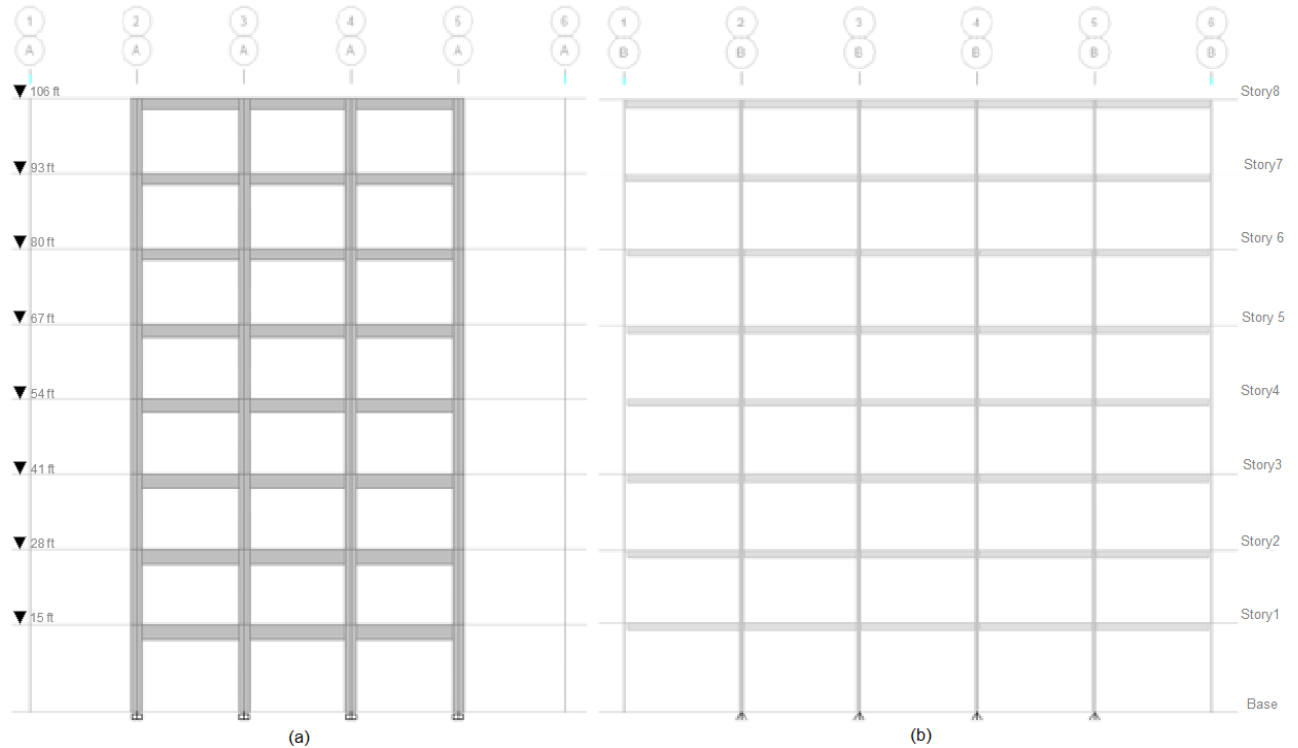
Nota. Tomado de (ASCE 7, 2016).

El factor de redundancia, ρ , utilizado en este trabajo de investigación, correspondiente a la categoría de diseño sísmico y a la configuración estructural utilizada, es igual a la unidad. Esto, debido a que satisface las condiciones dadas en la Sección 12.3.4.2 de la Norma ASCE 7-16, es decir, no posee irregularidades en planta.

Figura 26*Configuración de la estructura en planta*

Nota. Color negro grueso: pórticos especiales a momento; color plomo: pórticos resistentes a cargas gravitatorias. Adaptado de Etabs basado en (NIST, 2010).

El prototipo utilizado es PG-2RSA. Consta de ocho pisos, la altura del primer piso es 15 [ft] y el resto de pisos 13 [ft], dando un total de 106 [ft] de altura. La separación de vanos y demás medidas se muestran en la Figura 26. En la Figura 27 se muestra la vista en elevación de la estructura.

Figura 27*Vista en elevación de la estructura*

Nota. Vista en elevación: (a) Eje A, pórtico especial a momento; (b) Eje B, pórtico resistente a cargas gravitatorias. Adaptado de Etabs.

2.4. Materiales y Cargas Aplicadas

El acero utilizado en la estructura es ASTM A992, con $f_y = 50$ [ksi]. Las cargas que soporta la estructura son (NIST, 2010):

- Carga muerta de 90 [psf] en todos los pisos,
- Carga viva de 50 [psf] desde el piso 1 hasta el piso 7,
- Carga viva de techo o *roof live load* de 20 [psf] en el piso 8, y
- Carga perimetral de 25 [psf].

2.5. Espectro Elástico de Diseño

2.5.1. Cálculo del Espectro Elástico de Diseño

El cálculo del espectro de diseño de aceleraciones se realizó utilizando la Norma ASCE 7-16, la cual utiliza dos parámetros para generar dicho espectro. Los dos parámetros se establecen para un amortiguamiento del 5%, estos son: S_5 y S_1 .

Donde,

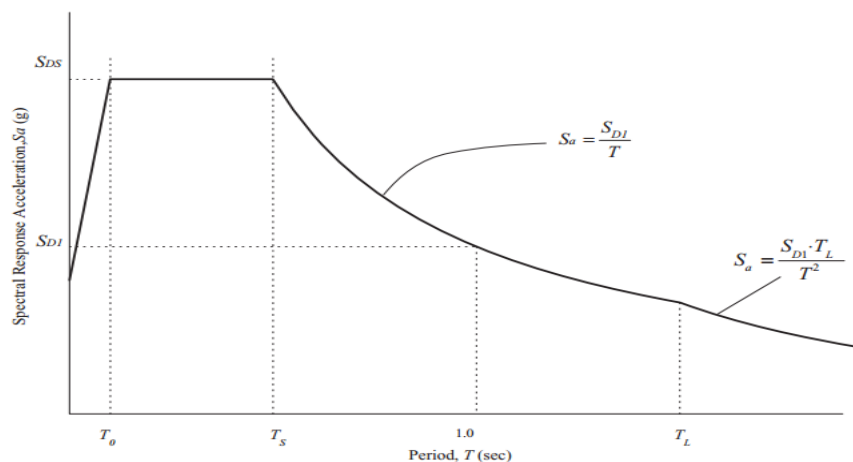
S_5 : aceleración espectral para períodos cortos, $T = 0.2 \text{ s}$ [g]

S_1 : aceleración espectral en $T = 1 \text{ s}$ [g]

Estos parámetros son conocidos como parámetros de aceleración mapeados y dependen de: i) máximo sismo esperado (MCE, *por sus siglas en inglés*), ii) tipo de suelo y iii) amortiguamiento. La Figura 28 y las ecuaciones (48), (49) y (50) se utilizaron en la construcción del espectro elástico de diseño.

Figura 28

Espectro elástico de diseño ASCE 7



Nota. El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, S_a , está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, g . Tomado de (ASCE 7, 2016).

Para $T < T_o$



$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (48)$$

Para $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} \quad (49)$$

Para $T_s < T \leq T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (50)$$

Para $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (51)$$

Donde,

S_{DS} : aceleración espectral de diseño para períodos cortos [g]

S_{D1} : aceleración espectral de diseño en $T = 1$ s [g]

T : período fundamental de la estructura [s]

$T_0 = 0.2(S_{D1}/S_{DS})$ [s]

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$ [s]

T_L : período de transición de períodos largos, Figuras 22-14 a 22-17 de ASCE 7-16 [s]

La construcción del espectro elástico de diseño de acuerdo a la Norma ASCE 7-16 sigue los siguientes pasos:

1. Determine los parámetros S_5 y S_1 de acuerdo a la Sección 11.4.2.
2. Determine el tipo de suelo.
3. Realice un ajuste de las aceleraciones espectrales MCE considerando el tipo de suelo con las ecuaciones (52) y (53), ver Sección 11.4.4.



$$S_{MS} = F_a S_s \quad (52)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (53)$$

donde, F_a y F_v son los coeficientes dados en la Tabla 11.4-1 y Tabla 11.4-2 respectivamente, de acuerdo al tipo de suelo.

4. Determine las aceleraciones del espectro de diseño de acuerdo a la Sección 11.4.5. Las aceleraciones espectrales DBE son dos tercios de MCE.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s \quad (54)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad (55)$$

2.5.2. Determinación de Parámetros

Para el prototipo de estudio, el FEMA P-695 establece los parámetros para la determinación del espectro elástico de diseño con un 5% de amortiguamiento y con el máximo sismo esperado, en función de la categoría sísmica. El máximo sismo esperado, MCE, corresponde a un período de retorno de 2475 años. En nuestro caso se utilizan los parámetros para la categoría de diseño D_{max} , de acuerdo a FEMA P-695. El tipo de suelo fue definido en base a la Norma ASCE 7-16, Sección 20.1. La Norma recomienda usar de forma conservadora un tipo de suelo D, donde no se tiene un estudio de suelo previo.

La Norma ASCE 7-16 indica que los parámetros S_{DS} y S_{D1} para el espectro elástico de diseño correspondiente a un período de retorno de 475 años, son iguales a los dos tercios de los parámetros S_{MS} y S_{M1} correspondientes al máximo sismo esperado MCE, ver ecuaciones (52), (53), (54) y (55).

En la Tabla 2 se muestra un resumen de los parámetros utilizados en la construcción del espectro elástico de diseño.

Tabla 2

Parámetros utilizados en la construcción del espectro elástico de diseño

Parámetro	Valor	Unidad
S_{DS}	1.0	g
S_{D1}	0.6	g
T_o	0.12	s
T_S	0.6	s
T_L	12	s

Nota. Elaboración propia.

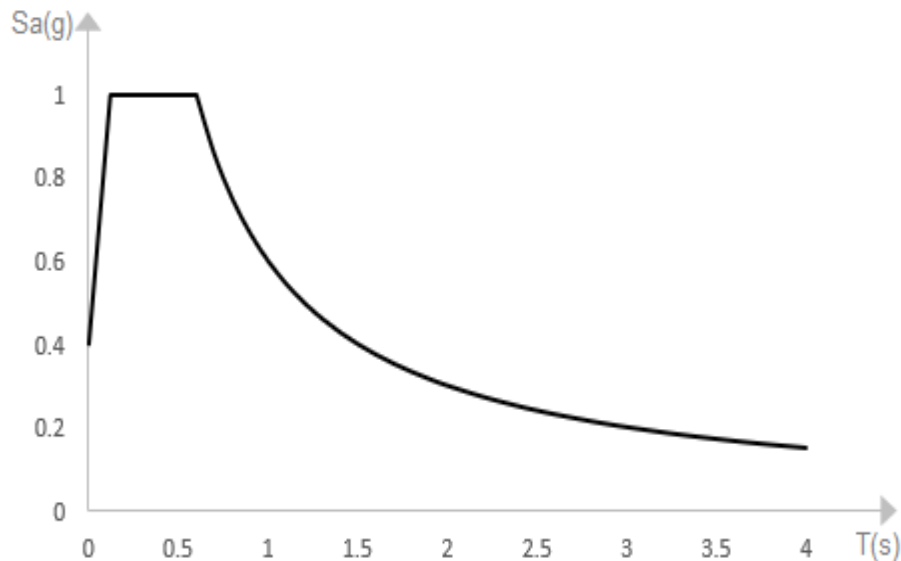
El valor del período largo, T_L , de la Tabla 2, se obtuvo de la Figura 22-14 de la Norma ASCE 7-16. Se asume que la estructura está ubicada en San Francisco, California.

2.5.3. Construcción del Espectro

Utilizando los valores obtenidos en la Tabla 2 y los pasos descritos en la Sección 2.5.1, se construye el espectro elástico de diseño, ver Figura 29.

Figura 29

Espectro elástico de diseño



Nota. Elaboración propia



2.6. Irregularidad e Importancia

La Norma ASCE 7-16 penaliza las estructuras que poseen irregularidades horizontales o verticales. Los tipos de irregularidades horizontales se dan en la Tabla 12.3-1 y los tipos de irregularidades verticales se dan en la Tabla 12.3-2. Dentro de las irregularidades horizontales está la irregularidad torsional. El objetivo de la penalización, es considerar el efecto de la irregularidad en el comportamiento de la estructura frente a un sismo. Los factores de configuración estructural que da la Norma, amplifican el valor del cortante basal de diseño con el fin de dar mayor resistencia a la estructura, sin embargo, no se evita el posible comportamiento deficiente de la estructura.

El incremento de las fuerzas de diseño se realiza de acuerdo a los requisitos de la Norma ASCE 7-16, Sección 12.3.3.4. La estructura utilizada en el presente trabajo de investigación no presenta ninguna de las irregularidades de las Tablas 12.3-1 y 12.3-2, debido a su configuración en planta y elevación, ver Figura 26 y Figura 27.

El factor de importancia, I , se emplea para amplificar la demanda sísmica de diseño en estructuras muy importantes, cuya falla puede ocasionar un gran número de pérdidas humanas y pérdidas económicas considerables. Las estructuras que son diseñadas para un valor de I mayor a la unidad, deben sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

La Norma ASCE 7-16 clasifica a las estructuras según la categoría de riesgo sísmico en I, II, III y IV, siendo la categoría I, las edificaciones y estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de una posible falla y categoría IV, las edificaciones esenciales. Una explicación detallada de estas cuatro categorías se encuentra en la Tabla 1.5-1 de la Norma, la estructura de estudio pertenece a la categoría I.

Capítulo 3

3. Modelamiento y Análisis Estructural



3.1. Modelamiento Estructural

El modelo matemático de la estructura se construye con el propósito de determinar las fuerzas de los elementos y los desplazamientos de la estructura, generados por las cargas aplicadas y cualquier desplazamiento impuesto o efecto P-Delta. El modelo debe incluir la rigidez y resistencia de los elementos que son importantes para la distribución de fuerzas y deformaciones de la estructura, ya que representan la distribución espacial de masa y rigidez en toda la estructura (ASCE 7, 2016).

El modelamiento de la estructura se realizó en el software ETABS V. 18.0.2. Los pasos realizados son los siguientes:

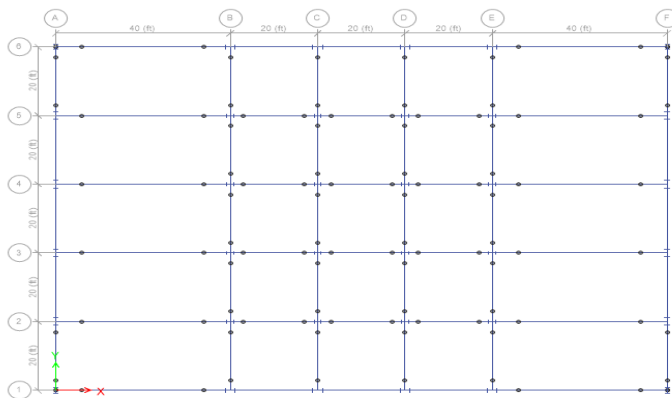
1. Definición de las secciones para los pórticos que forman parte del sistema sismorresistente.
2. Definición de las secciones para los pórticos que forman parte del sistema resistente a cargas gravitatorias.
3. Definición de la losa, tipo membrana.
4. Ingreso de cargas y asignación de secciones.
5. Asignación de diafragma rígido a cada piso de la estructura.
6. Desvinculación del sistema sismorresistente del sistema resistente a cargas gravitatorias.

El paso 6 se realiza liberando los momentos en las vigas y en la base de las columnas del sistema resistente a cargas gravitatorias mediante la introducción de articulaciones, ver Figura 30. En estructuras sismorresistentes, la cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas desarrolladas y para adaptarse a los movimientos impartidos a la estructura, por la acción del sismo de diseño. Para el modelamiento de la estructura, la Norma ASCE 7-16 permite considerar los apoyos del sistema resistente a la fuerza sísmica como empotrados, Sección 12.7.1. En la Figura

31 se presenta el modelo obtenido de la estructura, en ella se observa que los apoyos de los PEM son empotrados y los apoyos del sistema resistente a cargas gravitatorias son fijos. El alcance de este trabajo no contempla el diseño de la cimentación de la estructura.

Figura 30

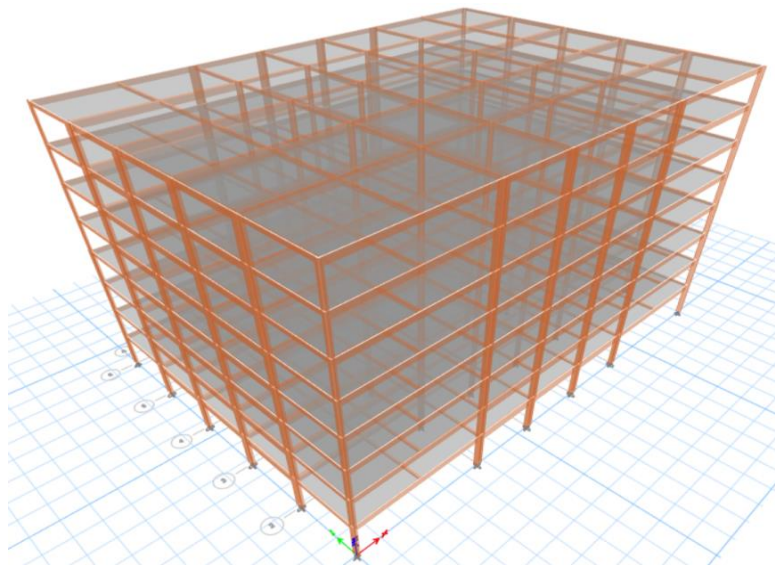
Desvinculación del sistema sismorresistente del sistema resistente a cargas gravitatorias



Nota. Tomado de Etabs.

Figura 31

Modelo de la estructura





Nota. Tomado de Etabs

3.2. Análisis Estructural

El análisis estructural es un proceso que se utiliza para calcular las fuerzas, momentos y deformaciones a las que deben someterse los elementos de una estructura (MIC SAS, 2020). El análisis estructural se realizó siguiendo las Disposiciones de la Norma ASCE 7-16. El análisis se realiza teniendo en cuenta las siguientes características de la estructura (ASCE 7, 2016):

- Categoría de diseño sísmico,
- Sistema estructural,
- Regularidad, y
- Propiedades dinámicas.

Entre los análisis permitidos por la Norma para estructuras que pertenecen a la categoría de diseño sísmico D, cuya altura no excede los 160 [ft] y no presentan irregularidades, están (ASCE 7, 2016):

- Análisis de Fuerza Lateral Equivalente
- Análisis Modal Espectral

Los dos tipos de análisis mencionados se ocupan en el presente trabajo de investigación, el procedimiento realizado se describe en las Secciones 3.2.1 y 3.2.2 para el análisis de fuerza lateral equivalente y análisis modal espectral respectivamente.

3.2.1. Análisis de Fuerza Lateral Equivalente

Este método consiste en colocar cargas estáticas en la estructura con magnitudes similares a los efectos de la carga dinámica impartida por el sismo de diseño. Los pasos que conlleva este método son (Mejía, 2012):

1. Determinación del espectro elástico de diseño.
2. Cálculo aproximado del período fundamental de vibración.



3. Determinación del cortante basal.
4. Distribución del cortante basal en todos los pisos.
5. Verificación de derivas.

El paso 1 se realizó en la Sección 2.5. Los pasos restantes se desarrollan en las secciones siguientes de acuerdo a la Norma ASCE 7-16, Sección 12.8.

3.2.1.1. Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración de la estructura, T , en la dirección considerada se establece utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes (ASCE 7, 2016). El valor de T no debe ser mayor que el producto del coeficiente C_u por el periodo fundamental aproximado, T_a .

$$T = C_u T_a \quad (56)$$

El valor del coeficiente C_u se determina con la Tabla 3. El período fundamental aproximado se determina con la ecuación (57).

Tabla 3

Coeficiente para el límite superior del período calculado

Parámetro de aceleración espectral de diseño en 1 s, S_{D1}	Coeficiente C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Nota. Adaptado de (ASCE 7, 2016).

$$T_a = C_t h_n^x \quad (57)$$

Donde,

$C_{t,x}$: coeficientes que dependen del tipo de estructura

h_n : altura total de la estructura, medida desde la base [ft]



Los valores de los coeficientes C_t, x se dan en la Tabla 4.

Tabla 4

Valores aproximados de los parámetros C_t y x

Tipo de Estructura	C_t	x
Sistemas de pórticos resistentes a momento en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están encerrados o unidos por componentes que son más rígidos y evitarán que los pórticos se desvíen cuando estén sujetos a fuerzas sísmicas:		
Pórticos de acero resistentes a momento	0.028	0.8
Pórticos de hormigón resistentes a momento	0.016	0.9
Pórticos arriostrados excéntricamente de acero de acuerdo con la Tabla 12.2-1	0.03	0.75
Pórticos arriostrados con pandeo restringido	0.03	0.75
Otras estructuras	0.02	0.75

Nota. Adaptado de (ASCE 7, 2016).

Los períodos calculados y los parámetros que corresponden a las características de la estructura de estudio se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5

Período fundamental aproximado

Parámetro	Valor	Unidad
C_t	0.028	–
x	0.80	–
h_n	106.00	ft
T_a	1.17	s
C_u	1.40	–
T	1.64	s

Nota. Elaboración propia.

3.2.1.2. Cortante Basal

El cálculo del cortante basal permite determinar la fuerza lateral total de un sistema de n grados de libertad, por la acción de las fuerzas de inercia que se inducen en él. Luego, el cortante basal se distribuye a lo largo de las diferentes alturas de piso de la estructura (Mena Hernández, 2002). El cortante basal, V , se determina con la ecuación (58).



$$V = C_s W \quad (58)$$

Donde,

C_s : coeficiente de respuesta sísmica

W : peso sísmico efectivo [kip]

En nuestro caso, el peso sísmico efectivo es el peso total de la estructura que considera únicamente la carga muerta. El valor de C_s se determina con la ecuación (59).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (59)$$

Donde,

R : factor de modificación de respuesta

I_e : factor de importancia

El valor de R se obtiene de la Tabla 12.2-1 y el valor de I_e se obtiene de la Tabla 1.5-2. El coeficiente de respuesta sísmica, C_s , no debe ser mayor que (ASCE 7, 2016):

Para $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (60)$$

Para $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (61)$$

El valor de C_s no debe ser menor que:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (62)$$

Además, para estructuras con $S_1 \geq 0.6g$, C_s no debe ser menor que:



$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (63)$$

En la Tabla 6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 6

Cortante basal

Parámetro	Valor	Unidad
R	8.0	–
I_e	1.0	–
C_s^a	0.125	–
C_s^b	0.038	–
C_s^c	0.0457	ft
W	12658.133	kips
V	578.88	kips

Nota. ^a Valor calculado con la ecuación (59). ^b Límite inferior. ^c Límite superior. Elaboración propia.

De forma conservadora, el cortante basal se calculó con el límite superior del coeficiente de respuesta sísmica.

3.2.1.3. Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales

La fuerza sísmica lateral que actúa en cada piso de la estructura se calcula con las ecuaciones siguientes (ASCE 7, 2016):

$$F_x = C_{vx}V \quad (64)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (65)$$

Donde,

C_{vx} : factor de distribución vertical

w_x : peso del piso x , siendo una fracción del peso sísmico efectivo, W [kips]

w_i : peso del piso i , siendo una fracción del peso sísmico efectivo, W [kips]

h_x : altura del piso x [ft]

h_i : peso del piso i [ft]



n : número de pisos de la estructura

k : coeficiente relacionado con el período de la estructura

El valor de k se determina de acuerdo a las siguientes condiciones (ASCE 7, 2016):

- Para estructuras con $T \leq 0.5$, $k = 1$
- Para estructuras con $T \geq 2.5$, $k = 2$
- Para estructuras con $0.5 < T < 2.5$, el valor de k se determina mediante interpolación lineal

Con el valor de T de la Tabla 5, mediante interpolación lineal se obtiene un valor de $k = 1.57$. En la Tabla 7 se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

En la Tabla 8 se muestran los períodos que proporciona el software Etabs utilizando análisis modal, el período fundamental de la estructura obtenido del análisis modal es mayor que el valor de T calculado en la Sección 3.2.1.1. De acuerdo a la Norma ASCE 7-16, Sección 12.9.1.4, si el valor del período fundamental obtenido del análisis modal excede el valor del período fundamental aproximado, $T = C_u T_a$, se debe ocupar el valor de $T = C_u T_a$. Por lo tanto, siguiendo la disposición de esta Sección de la Norma, se tomó el valor del período fundamental de la estructura $T = 1.64$ s.

Tabla 7

Distribución vertical y horizontal

# Piso	W [lb-s/ft]	W ^a [kips]	h[ft]	h^k [ft]	$W_x h^k$ [kips-ft]	C_{vx}	F_x^b [lb]	F_x^c [lb]
8	45372.64	1459.819	106	1512.621	2208153.78	0.255	147710.571	147710.571
7	48823.79	1570.857	93	1231.738	1934883.3	0.224	129430.622	277141.193
6	49075.94	1578.969	80	972.414	1535412.12	0.177	102708.699	379849.892
5	49283.55	1585.649	67	736.101	1167197.86	0.135	78077.652	457927.544
4	49926.52	1606.336	54	524.636	842741.84	0.097	56373.736	514301.28
3	50133.31	1612.989	41	340.464	549164.041	0.063	36735.365	551036.645
2	50133.31	1612.989	28	187.085	301765.472	0.035	20186.072	571222.717
1	50678.33	1630.525	15	70.22	114496.083	0.013	7659.015	578881.732
Total	393427.39	12658.133	–	–	8653814.49	1	578881.731	–



Nota. ^a Peso parcial del piso x . ^b Distribución vertical. ^c Distribución horizontal. La distribución vertical es de las fuerzas sísmicas laterales y la distribución horizontal es del cortante basal. Elaboración propia.

Tabla 8

Modos de vibración

Modo	T [s]	Dirección
1	2.063	X
2	2.060	Y
3	1.313	Giro
4	0.731	X
5	0.723	Y
6	0.467	Giro
7	0.412	x
8	0.400	y
9	0.280	Giro
10	0.266	X
11	0.264	y
12	0.203	Giro

Nota. Elaboración propia.

3.2.1.4. Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional se analiza considerando un desfase de 5% del centro de masa tanto para la componente x como para la componente y de la carga sísmica.

Si el valor calculado de la ecuación (66) es mayor que 1.2, existe irregularidad torsional.

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} > 1.2 \quad (66)$$

Donde,

δ_{max} : desplazamiento máximo del piso x [in]

δ_{avg} : desplazamiento promedio de los nodos extremos del piso x [in]

En caso de cumplirse la condición de la ecuación (66), el efecto de la torsión accidental se debe considerar en el análisis y la carga lateral se debe amplificar por el valor de A_x :



$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (67)$$

La Norma ASCE 7-16 indica que el factor de amplificación, A_x , no debe ser menor que 1.0 ni mayor que 3.0. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9

Verificación de irregularidad torsional

# Piso	Dirección X			Dirección Y			Condición $\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} < 1.2$
	δ_{max}	δ_{avg}	$\delta_{max}/\delta_{avg}$	δ_{max}	δ_{avg}	$\delta_{max}/\delta_{avg}$	
8	0.297	0.288	1.0340	0.306962	0.287821	1.0665	Cumple
7	0.269	0.260	1.0341	0.277934	0.260587	1.0666	Cumple
6	0.233	0.226	1.0341	0.241615	0.226524	1.0666	Cumple
5	0.194	0.187	1.0341	0.200354	0.18783	1.0667	Cumple
4	0.153	0.148	1.0341	0.157894	0.148012	1.0668	Cumple
3	0.113	0.110	1.0343	0.11739	0.11002	1.0670	Cumple
2	0.074	0.071	1.0344	0.076085	0.071285	1.0673	Cumple
1	0.035	0.034	1.0342	0.035372	0.033109	1.0683	Cumple

Nota. Elaboración propia.

Con los resultados obtenidos de la Tabla 9 se verifica que no existe irregularidad torsional en la estructura de estudio.

3.2.1.5. Control de Derivas

De acuerdo a la Norma NEC-SE-DS la deriva inelástica no debe ser mayor que 0.02. La deriva inelástica se calcula con la ecuación siguiente (ASCE 7, 2016):

$$\Delta_M = C_d \Delta_E \quad (68)$$

Donde,

Δ_M : deriva máxima inelástica

Δ_E : desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

La deriva se calcula considerando las dos direcciones de análisis, es decir, aplicando el método SRSS.



$$\Delta_{Ex} = \sqrt{(\Delta_x(sismox))^2 + (\Delta_x(sismoy_exc))^2} \tag{69}$$

$$\Delta_{Ey} = \sqrt{(\Delta_y(sismox_exc))^2 + (\Delta_y(sismoy))^2} \tag{70}$$

Los resultados obtenidos del análisis se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10

Derivas de piso

# Piso	Sismo X		Sismo Y		SRSS	
	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y
8	0.0132	0.0006	0.0006	0.0134	0.0133	0.0134
7	0.0162	0.0007	0.0007	0.0168	0.0162	0.0168
6	0.0184	0.0008	0.0008	0.0190	0.0184	0.0191
5	0.0189	0.0009	0.0009	0.0196	0.0189	0.0196
4	0.0182	0.0008	0.0008	0.0187	0.0182	0.0187
3	0.0184	0.0008	0.0008	0.0191	0.0184	0.0191
2	0.0178	0.0008	0.0008	0.0188	0.0179	0.0188
1	0.0140	0.0006	0.0006	0.0141	0.0140	0.0142

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 10 se puede ver que las derivas calculadas están dentro del rango permitido de la Norma.

3.2.1.6. Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta son efectos de segundo orden, producen un incremento de las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Además, considera el equilibrio de la estructura cuando está deformada.

No se requiere considerar los efectos P-Delta cuando el valor obtenido de la ecuación (71) es menor o igual que 0.10 (ASCE 7, 2016).

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{xx} C_d} \tag{71}$$

Donde,



P_x : carga de diseño vertical total en y por encima del nivel x [kips]

Δ : deriva de piso de diseño que ocurre simultáneamente con V_x [in]

V_x : cortante sísmico que actúa entre los niveles x y $x - 1$

h_{xx} : altura de piso debajo del nivel x [in]

C_d : factor de amplificación de deflexión

El factor de amplificación se obtiene de la Tabla 12.2-1 de la Norma ASCE 7-16. De acuerdo al sistema resistente a la fuerza sísmica el valor obtenido es $C_d = 5.5$, ver Tabla 1. En la tabla siguiente se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 11

Análisis de estabilidad

# Piso	Estabilidad X		Estabilidad Y		Condición $\theta < 0.10$
	P_x	θ	P_x	θ	
8	1739.819	0.0006	1739.819	0.0006	Cumple
7	4010.676	0.001	4010.676	0.001	Cumple
6	6289.645	0.0015	6289.645	0.0016	Cumple
5	8575.294	0.0021	8575.294	0.0022	Cumple
4	10881.63	0.0029	10881.63	0.003	Cumple
3	13194.619	0.0044	13194.619	0.0045	Cumple
2	15507.608	0.0071	15507.608	0.0075	Cumple
1	17838.133	0.0136	17838.133	0.0137	Cumple

Nota. Elaboración propia.

3.2.1.7. Secciones

Las secciones obtenidas del análisis de fuerza lateral equivalente para el sistema sismorresistente se muestran en la Tabla 12.

Tabla 12

Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica

# Piso	COLUMNAS		VIGAS
	B1, E1	C1, D1	B1-E1
1	W24X207	W24X229	W30X191
2	W24X207	W24X229	W30X191



3	W24X207	W24X229	W30X191
4	W24X207	W24X229	W30X191
5	W24X207	W24X207	W27X124
6	W24X207	W24X207	W24X124
7	W24X162	W24X162	W24X116
8	W24X162	W24X162	W21X68

Nota. Elaboración propia.

3.2.2. Análisis Modal Espectral

3.2.2.1. Períodos y Participación Modal de Masas

Los períodos y la participación modal de masas obtenidos del Análisis Modal Espectral (MRS, por sus siglas en inglés) se muestran en la Tabla 13. De acuerdo a la Sección 12.9.1.1 de la Norma ASCE 7-16, el número mínimo de modos que se debe considerar en el análisis debe garantizar que se alcance al menos el 90% de la participación modal de masas.

Tabla 13

Períodos y participación modal de masas

Modo	T [s]	Participación modal de masas	
		X	Y
1	2.219	0	0.8023
2	2.215	0.8025	0.8023
3	1.411	0.8025	0.8023
4	0.787	0.8025	0.918
5	0.776	0.919	0.918

Nota. Elaboración propia.

El período fundamental de la estructura obtenido mediante análisis modal es de 2.219 segundos, ver Tabla 13. El valor del período es mayor al obtenido mediante el análisis de fuerza lateral equivalente, ver Tabla 8.

3.2.2.2. Cortante Basal

La Norma ASCE 7-16 en la Sección 12.9.1.4, indica que el cortante basal se debe calcular en cada una de las direcciones ortogonales utilizando el período fundamental de la estructura. Cuando el período fundamental calculado, T , excede el valor límite $C_u T_a$ en la dirección de análisis, el valor de



$C_u T_a$ debe ser utilizado en lugar de T en esa dirección. Además, cuando el cortante basal calculado mediante análisis modal espectral es menor que el 100% del cortante basal calculado por el análisis de fuerza lateral equivalente, el cortante basal debe ser multiplicado por V/V_t (ASCE 7, 2016).

Donde,

V : cortante basal obtenido mediante análisis de fuerza lateral equivalente [kips]

V_t : cortante basal obtenido mediante análisis modal espectral [kips]

El valor de T obtenido mediante análisis modal espectral es mayor que el valor de $C_u T_a$, ver Tabla 5. De acuerdo a lo mencionado previamente, para el cálculo del cortante basal se utiliza el valor de $C_u T_a$. En la Tabla 14 se muestran los factores de escala utilizados en el cálculo del cortante basal.

Tabla 14

Cortante basal escalado

Análisis	Cortante basal [kips]	
	Sentido X	Sentido Y
FLE ^a	573.722	573.722
AME ^b	450.045	451.245
Factor de escala	1.275	1.271

Nota. ^a Fuerza Lateral Equivalente. ^b Análisis Modal Espectral. Elaboración propia.

3.2.2.3. Control de Derivas

Las derivas inelásticas se calcularon de acuerdo a la Norma ASCE 7-16, utilizando el factor de amplificación de deflexión, C_d . Las derivas calculadas se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15

Derivas de piso

# Piso	Sismo X		Sismo Y		SRSS	
	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y
8	0.0150	0.0007	0.0007	0.0153	0.0150	0.0153
7	0.0168	0.0008	0.0008	0.0175	0.0168	0.0176
6	0.0166	0.0008	0.0008	0.0171	0.0166	0.0172
5	0.0171	0.0008	0.0008	0.0178	0.0171	0.0179
4	0.0171	0.0008	0.0008	0.0177	0.0171	0.0177



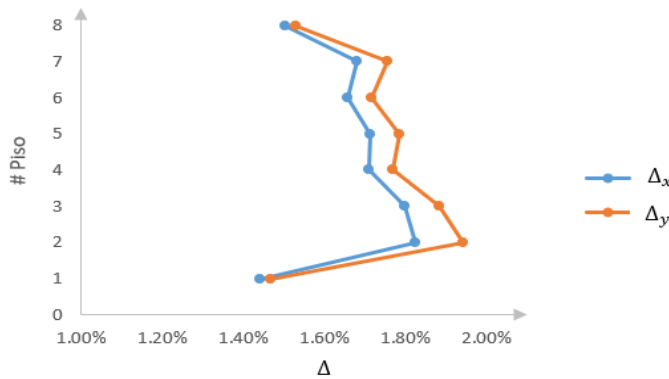
3	0.0180	0.0009	0.0009	0.0188	0.0180	0.0188
2	0.0182	0.0009	0.0009	0.0194	0.0182	0.0194
1	0.0144	0.0007	0.0007	0.0147	0.0144	0.0147

Nota. Elaboración propia.

En la Figura 32 se muestra un gráfico de las derivas de piso inelásticas en el sentido X e Y.

Figura 32

Derivas de piso



Nota. Elaboración propia.

3.2.2.4. Secciones

En la Tabla 16 se presentan las secciones obtenidas del análisis modal espectral para el sistema sismorresistente.

Tabla 16

Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica

# Piso	COLUMNAS		VIGAS
	B1, E1	C1, D1	B1-E1
1	W24X192	W24X229	W30X148
2	W24X192	W24X229	W30X148
3	W24X192	W24X229	W30X148
4	W24X192	W24X229	W30X148
5	W24X192	W24X192	W30X116
6	W24X192	W24X192	W30X116
7	W24X131	W24X131	W27X94
8	W24X131	W24X131	W21X68



Nota. Elaboración propia.

3.3. Diseño del Sistema Resistente a Cargas Gravitatorias

En esta Sección se presentan los resultados obtenidos del diseño de una viga y una columna del sistema resistente a cargas gravitatorias. No se colocan las ecuaciones utilizadas en el diseño de los elementos debido a que en el Anexo 1 se encuentra de forma detallada todo el procedimiento realizado. Además, en el Anexo 1 se muestran todas las comprobaciones y ecuaciones con referencia directa a la Norma utilizada.

El sistema resistente a cargas gravitatorias se diseñó de acuerdo a las especificaciones dadas en la Norma AISC 360-16.

Las propiedades geométricas de la viga y columna diseñada, así como las características del material utilizado se muestran en el Anexo 1.

3.3.1. Combinaciones de Carga

Para los elementos pertenecientes al sistema resistente a cargas gravitatorias se consideraron únicamente las cargas debido al peso propio de los elementos, las cargas vivas, y las cargas vivas de techo. Las combinaciones de carga fueron tomadas de la Sección 2.3.1 de la Norma ASCE 7 -16. Las combinaciones de carga son (ASCE 7, 2016):

$$1.4D \tag{72}$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \tag{73}$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L_r \text{ or } 0.5W) \tag{74}$$

Donde,

D : carga muerta

L : carga viva

L_r : carga viva de techo



S: carga de nieve

R: carga de lluvia

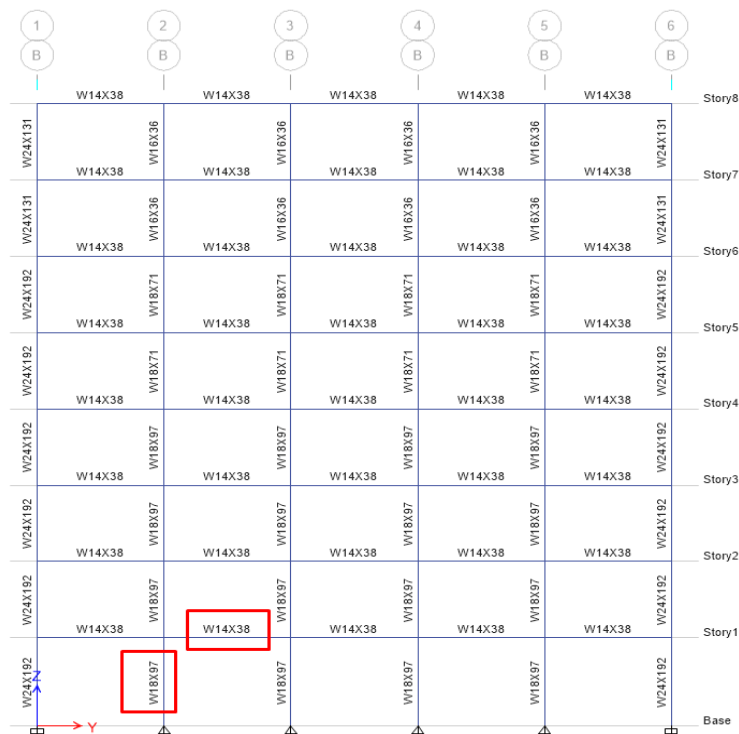
W: carga de viento

Las cargas utilizadas en el presente trabajo de investigación se muestran en la Sección 2.4.

En la Figura 33 se indican los elementos diseñados en esta Sección.

Figura 33

Elementos diseñados del sistema resistente a cargas gravitatorias.



Nota. Adaptado de Etabs.

3.3.2. Diseño de Viga

Las vigas se diseñaron con las combinaciones de carga dadas en la Sección 3.3.1 para una relación demanda-capacidad (D/C) menor a 1. La revisión de pandeo local en el alma y alas de la viga se realizó según los requerimientos de la Norma AISC 360-16, Tabla B4.1a y Tabla B4.1b.



Posteriormente, se realizó el diseño a flexión de acuerdo a las especificaciones dadas en la Sección F y el diseño a cortante de acuerdo a las especificaciones dadas en la Sección G de la Norma AISC 360-16.

En la Tabla 17 se presenta el resultado de la evaluación de pandeo local de las alas y alma de la viga utilizada en el diseño.

Tabla 17

Pandeo local de viga del sistema resistente a cargas gravitatorias

Alas		Alma	
λ_f^a	λ_r^b	λ_w^a	λ_r^b
6.57	9.15	42.16	90.55

Nota. ^a Valor obtenido. ^b Valor máximo permitido. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en la Tabla 17 se comprueba que la sección es compacta, es decir, no se produce pandeo local en el alma y en las alas.

En la Tabla 18 se presentan los parámetros más importantes utilizados en el diseño a flexión, así como los resultados obtenidos.

Tabla 18

Diseño a flexión de viga del sistema resistente a cargas gravitatorias

Parámetro	Valor	Unidad
L_b	18.48	ft
L_p	5.47	ft
L_r	16.26	ft
C_b	1.17	–
ϕ_b	0.90	–
$\phi_b M_n$	139324.05	lb-ft
M_u	112937.35	lb-ft
D/C	0.811	–

Nota. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en la Tabla 18, se puede observar que la demanda generada por las cargas actuantes en el elemento, M_u , es menor a la capacidad del elemento, $\phi_b M_n$, por tanto, la relación demanda-capacidad es menor que 1.



En la Tabla 19 se presentan los parámetros más importantes utilizados en el diseño a cortante, así como los resultados obtenidos.

Tabla 19

Diseño a cortante de viga del sistema resistente a cargas gravitatorias

Parámetro	Valor	Unidad
A_w	4.371	in ²
h	12.07	in
h/t_w	42.16	–
k_v	5.34	–
ϕ_v	1.00	–
$\phi_v V_n$	131130.00	lb
V_u	98.47	lb
D/C	0.00075	–

Nota. Elaboración propia

De los resultados mostrados en la Tabla 19, se puede observar que la demanda generada por las cargas actuantes en el elemento, V_u , es considerablemente menor a la capacidad del elemento, $\phi_v V_n$, por tanto, la relación demanda-capacidad es menor que 1.

3.3.3. Diseño de Columna

Las columnas se diseñaron con las combinaciones de carga dadas en la Sección 3.3.1 para una relación demanda-capacidad (D/C) menor a 1. La revisión de pandeo local en el alma y alas de la columna se realizó según los requerimientos de la Norma AISC 360-16, Tabla B4.1a y Tabla B4.1b.

El diseño a flexión se realizó con las especificaciones dadas en la Sección F de la Norma AISC 360-16. El diseño a compresión se realizó con las especificaciones dadas en la Sección H de la Norma AISC 360-16. Posteriormente, se realizó el diseño a flexo-compresión considerando los efectos combinados de carga axial y momentos en el elemento, producto de las cargas aplicadas en la estructura. El diseño a flexo-compresión se realizó con las ecuaciones (H1-1a) y (H1-1b) de la Norma AISC 360-16. Finalmente, se realizó el diseño a cortante de acuerdo a las especificaciones dadas en la Sección G de la Norma AISC 360-16.



En la Tabla 20 se presenta el resultado de la evaluación de pandeo local de las alas y alma de la columna utilizada en el diseño.

Tabla 20

Pandeo local de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias

Alas		Alma	
λ_f^a	λ_r^b	λ_w^a	λ_r^b
6.38	9.15	31.51	90.55

Nota. ^a Valor obtenido. ^b Valor máximo permitido. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en la Tabla 20 se comprueba que la sección es compacta, es decir, no se produce pandeo local en el alma y en las alas.

En la Tabla 21 se presentan las longitudes características utilizadas en el diseño a flexión de la columna, en la misma tabla se muestra el valor del factor de modificación de momento.

Tabla 21

Longitudes características y factor de modificación de momento

Parámetro	Valor	Unidad
L_b	12.717	ft
L_p	12.645	ft
L_r	46.917	ft
C_b	1.00	–

Nota. Elaboración propia

Tabla 22

Diseño a flexión de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias

Parámetro	Valor		Unidad
	Dirección X	Dirección Y	
ϕ_b	0.90	0.90	–
$\phi_b M_n$	791250	207375	lb-ft
M_u	9562.35	11.05	lb-ft
D/C	0.12	0.00053	–

Nota. Elaboración propia

El diseño a flexión de la columna se realizó en las direcciones X e Y. De los resultados mostrados en la Tabla 22, se puede observar que la demanda generada por las cargas actuantes



en el elemento, M_u , es menor a la capacidad del elemento, $\phi_b M_n$. La relación demanda-capacidad en las dos direcciones de análisis es menor que 1.

En la Tabla 23 se presentan los resultados obtenidos del diseño de la columna a compresión. En la Tabla 24 se presentan los resultados obtenidos del diseño de la columna a flexo-compresión y en la Tabla 25 se presentan los resultados obtenidos del diseño de la columna a cortante. En cada una de las tablas mostradas se puede comprobar que la relación demanda-capacidad obtenida es menor que 1, por lo tanto, el elemento va a soportar de forma segura las solicitaciones generadas por las cargas colocadas en la estructura.

Tabla 23

Diseño a compresión de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias

Parámetro	Valor	Unidad
L_c/r	62.626	–
F_e	10508606.52	lb/ft ²
$(L_c/r)_{lim}$	113.43	–
ϕ_c	0.90	–
F_{cr}	5404922.59	lb/ft ²
$\phi_c P_n$	962751.83	lb
P_u	899246.52	lb
D/C	0.934	–

Nota. Elaboración propia.

Tabla 24

Diseño a flexo-compresión de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias

Parámetro	Valor	Unidad
P_r	899246.52	lb
$\phi_c P_c$	962751.83	lb
M_{rx}	9562.35	lb-ft
M_{ry}	4.45	lb-ft
$\phi_c M_{cx}$	791250	lb-ft
$\phi_c M_{cy}$	207375	lb-ft
D/C	0.945	–



Nota. Elaboración propia.

Tabla 25

Diseño a cortante de columna del sistema resistente a cargas gravitatorias

Parámetro	Valor	Unidad
A_w	9.951	in ²
h	16.86	in
h/t_w	31.51	–
k_v	5.34	–
ϕ_v	1.0	–
$\phi_v V_n$	298530	lb
V_u	737.93	lb
D/C	0.0005	–

Nota. Elaboración propia.

Como se dijo al inicio de esta Sección, el procedimiento detallado del diseño de la columna y la viga se encuentra en el Anexo 1.

3.3.4. Secciones del Sistema Resistente a Cargas Gravitatorias

En esta Sección se presentan los perfiles utilizados en el sistema resistente a cargas gravitatorias. El diseño de todo el sistema se realizó siguiendo el procedimiento indicado en el Anexo 1.

Tabla 26

Columnas del Sistema resistente a cargas gravitatorias

# Piso	COLUMNAS		
	A1, F1	B2, E2, B3, E3	C2, D2, C3, D3
1	W21X73	W18X97	W18X55
2	W21X73	W18X97	W18X55
3	W21X73	W18X97	W18X55
4	W21X73	W18X97	W18X55
5	W16X36	W18X71	W18X55
6	W16X36	W18X71	W18X55
7	W16X31	W18X36	W18X35
8	W16X31	W18X36	W18X35

Nota. Elaboración propia.



Tabla 27

Vigas del sistema resistente a cargas gravitatorias

# Piso	VIGAS		
	A1-B1, E1-F1	A2-B2, E2-F2, A3-B3, E3-F3	B2-E2, B3-E3
1	W24X103	W24X103	W14X38
2	W24X103	W24X103	W14X38
3	W24X103	W24X103	W14X38
4	W24X103	W24X103	W14X38
5	W24X103	W24X103	W14X38
6	W24X103	W24X103	W14X38
7	W24X103	W24X103	W14X38
8	W24X103	W24X103	W14X38

Nota. Elaboración propia.

Capítulo 4

4. Diseño por Capacidad

En esta Sección se presentan los resultados obtenidos del diseño por capacidad del sistema resistente a la fuerza sísmica, aplicando los enfoques: global y local, descritos en la Sección 2.1.

No se colocan las ecuaciones utilizadas en el diseño de los elementos debido a que en el Anexo 2 y Anexo 3 se presenta de forma detallada todo el procedimiento realizado. En el Anexo 2 se presenta el procedimiento del enfoque local y en el Anexo 3 se presenta el procedimiento del enfoque global. Además, se muestran todas las comprobaciones y ecuaciones con referencia directa a la Norma utilizada.

4.1. Enfoque Local

En esta Sección se presentan los resultados obtenidos del diseño de una viga, una columna y una conexión del sistema resistente a la fuerza sísmica. Las Normas utilizadas en el diseño son: AISC 341-16, AISC 358-16 y AISC 360-16.

Las propiedades geométricas de la viga y columna diseñada, así como las características del material utilizado se muestran en el Anexo 2.

En la Figura 34 se muestran los elementos diseñados en esta Sección. Se decidió diseñar estos elementos debido a que las solicitaciones generadas por las cargas actuantes son mayores a las solicitaciones generadas en los elementos restantes del sistema resistente a la fuerza sísmica.

Figura 34

Elementos diseñados del sistema resistente a fuerza sísmica aplicando el enfoque local



Nota. Adaptado de Etabs.

4.1.1. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño se encuentran en la Sección 2.1.1, ver combinaciones (29) y (30).



4.1.2. Diseño de Columna

La revisión de pandeo local en el alma y alas de la columna se realizó según los requerimientos de la Norma AISC 341-16, Tabla D1.1. En la Tabla 28 se presenta el resultado obtenido.

Tabla 28

Pandeo local de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Alas		Alma	
λ_f^a	λ_{hd}^b	λ_w^a	λ_{hd}^b
4.135	7.348	25.98	51.755

Nota. ^a Valor obtenido. ^b Valor máximo permitido. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en la Tabla 28 se comprueba que el perfil utilizado es altamente dúctil, por lo tanto, el perfil puede ser utilizado como parte del sistema resistente a la fuerza sísmica. Es importante mencionar que en la versión 2016 de la Norma AISC 341, para los valores límite presentados en la Tabla D1.1, se considera el valor de R_y . Por la incorporación de este factor, la Norma es más estricta con respecto a los perfiles que pueden utilizarse como parte del sistema sismorresistente. En la versión 2010 de la Norma AISC 341 no se considera el factor R_y .

En la Tabla 29 se muestran los valores obtenidos de las longitudes características que definen el tipo de comportamiento que va a presentar el elemento en función de la longitud no arriostrada. Los comportamientos que puede presentar el elemento son: fluencia, pandeo lateral-torsional inelástico y pandeo lateral-torsional elástico.

Tabla 29

Longitudes características y factor de modificación de momento

Parámetro	Valor	Unidad
L_b	12.717	ft
L_p	12.645	ft
L_r	46.917	ft
C_b	1.00	–



Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 30 se presentan los resultados obtenidos del diseño a flexión, considerando las direcciones X e Y.

Tabla 30

Diseño a flexión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor		Unidad
	Dirección X	Dirección Y	
ϕ_b	0.90	0.90	–
$\phi_b M_n$	3971805.292	836250	lb-ft
M_u	1056401.098	70929.838	lb-ft
D/C	0.266	0.085	–

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 31 se presenta los resultados obtenidos del diseño a compresión, en la Tabla 32 se presenta el diseño a flexo-compresión y en la Tabla 33 se presenta los resultados obtenidos del diseño a cortante.

Tabla 31

Diseño a compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
L_c/r	42.62	–
F_e	22683873.74	lb/ft ²
$(L_c/r)_{lim}$	113.43	–
ϕ_c	0.90	–
F_{cr}	6304291.49	lb/ft ²
$\phi_c P_n$	3723078.14	lb
P_u	459119.77	lb
D/C	0.123	–

Nota. Elaboración propia.

Tabla 32

Diseño a flexo-compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
P_r	459119.77	lb
P_c	3384616.49	lb
M_{rx}	1056401.09	lb-ft
M_{ry}	70929.83	lb-ft



M_{cx}	3971805.29	lb-ft
M_{cy}	836250.00	lb-ft
D/C	0.419	–

Nota. Elaboración propia.

Tabla 33

Diseño a cortante de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
A_w	32.64	in ²
h	26.50	in
h/t_w	25.98	–
ϕ_v	1.0	–
$\phi_v V_n$	979200	lb
V_u	93834.49	lb
D/C	0.096	–

Nota. Elaboración propia.

4.1.3. Diseño de Viga

La viga diseñada es una viga de sección reducida (RBS, *por sus siglas en inglés*). Como primer paso antes de revisar el pandeo local del perfil, se proponen valores para la geometría de corte radial en el ala de la viga, ver Figura 19. En la Tabla 34 se muestran los valores elegidos. Es necesario mencionar que los valores escogidos cumplen con las limitaciones dadas en la Norma AISC 358-16, ver ecuaciones (39), (40) y (41).

Tabla 34

Valores utilizados en el corte del ala de la viga del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
a	7.00	in
b	10.50	in
c	8.75	in

Nota. Elaboración propia.

De acuerdo a la GUÍA DE DISEÑO 3, se calcula el ancho del ala de la viga en el centro de corte radial. La ecuación es (MIDUVI, SGR, 2016):



$$b_{f_{RBS}} = 2(R - c) + b_f - 2 \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}} \quad (75)$$

Donde,

$b_{f_{RBS}}$: ancho de ala en el centro de corte de la viga de sección reducida [in]

R : radio de corte [in]

b_f : ancho del ala de viga [in]

El radio de corte, R , se calcula con la ecuación mostrada en la Figura 19. La revisión de pandeo en las alas de la viga se realizó utilizando el valor de $b_{f_{RBS}}$ en lugar de b_f . Al igual que en la columna, el control de pandeo local se realizó con los requerimientos de la Norma AISC 341-16, Tabla D1.1. En la Tabla 35 se presenta el resultado obtenido.

Tabla 35

Pandeo local de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica

Alas		Alma	
λ_f^a	λ_{hd}^b	λ_w^a	λ_{hd}^b
5.08	7.348	39.05	59.013

Nota. ^a Valor obtenido. ^b Valor máximo permitido. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en la Tabla 35 se comprueba que el perfil utilizado es altamente dúctil, por lo tanto, el perfil puede ser utilizado como parte del sistema resistente a la fuerza sísmica.

En la Tabla 36 se muestran los parámetros utilizados en el diseño a flexión, así como los resultados obtenidos.

Tabla 36

Diseño a flexión de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
L_b	6.66	ft
L_p	11.30	ft
L_r	33.33	ft
$L_{b_max}^a$	13.35	ft
C_b	1.00	—



ϕ_b	0.90	–
$\phi_b M_n^b$	1063685.15	lb-ft
M_u	474318.14	lb-ft
D/C	0.44	–

Nota. ^a Longitud máxima no arriostrada. ^b El valor fue calculado teniendo en cuenta el corte realizado en la viga. Elaboración propia.

Es importante mencionar que uno de los cambios realizados en la versión actualizada de la Norma AISC 341 con respecto a la versión 2010, es la fórmula de la longitud máxima no arriostrada, $L_{b,max}$. Esta fórmula se presenta en el Anexo 2, en el diseño de la viga de sección reducida. Para que la viga cumpla con la separación máxima no arriostrada, fue necesario colocar soportes laterales.

En la Tabla 37 se presentan los parámetros más importantes utilizados en el diseño a cortante, así como los resultados obtenidos.

Tabla 37

Diseño a cortante de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
A_w	16.57	in ²
h	23.62	in
h/t_w	39.05	–
C_v	1.00	–
ϕ_v	1.00	–
$\phi_v V_n$	497310	lb
V_u	66226.02	lb
D/C	0.133	–

Nota. Elaboración propia.

4.1.4. Diseño de Conexión RBS

Los pasos utilizados en el diseño de la conexión precalificada a momento RBS se presentan en la Sección 2.2. Como primer paso, antes realizar el diseño de la conexión, se comprobó que los perfiles utilizados en la viga y en la columna cumplen con los límites de precalificación de la Norma AISC 358-16. En el Anexo 2 se realiza la comprobación de uno de los requisitos más importantes de precalificación, en la parte de diseño de la conexión.



En la Tabla 38 se presentan los parámetros más importantes utilizados en el diseño de la conexión. En las tablas mostradas no se coloca que representa cada parámetro debido a que estas ya fueron definidas en el Capítulo 1 y Capítulo 2, en el Anexo 2 se presentan las fórmulas utilizadas para calcular los parámetros presentados.

Tabla 38

Parámetros utilizados en el diseño de la conexión

Parámetro	Valor	Unidad
L_n	17.33	ft
Z_{RBS}	283.64	in ³
C_{pr}	1.10	–
S_h	1.58	ft
L_h	14.16	ft

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 39 se presenta los resultados obtenidos del diseño a flexión de la viga en la cara de la columna.

Tabla 39

Resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna

Parámetro	Valor	Unidad
w_D	1398.27	lb/ft
w_L	500.71	lb/ft
f_1	0.5	–
M_{pr}	1436565.89	lb-ft
V_{RBS}	216523.59	lb
ϕ_d	1.0	–
$\phi_d M_{pe}$	2126666.66	lb-ft
M_f	1779846.01	lb-ft
D/C	0.84	–

Nota. Elaboración propia.

La relación demanda-capacidad obtenida en la Tabla 39 es menor a 1, por lo tanto, la capacidad de la viga es adecuada para soportar la demanda generada.

Como siguiente paso, se procedió a calcular la resistencia a cortante de la viga en la cara de la columna, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 40.



Tabla 40

Resistencia a cortante de la viga en la cara de la columna

Parámetro	Valor	Unidad
ϕ_v	1.0	–
$\phi_v V_n$	497310	lb
V_u	219580.72	lb
D/C	0.44	–

Nota. Elaboración propia.

Es importante notar la diferencia que existe en el valor de la relación demanda-capacidad de la Tabla 36 y la Tabla 39, esta diferencia se debe a que las solicitaciones calculadas en la Tabla 36 proceden únicamente de las combinaciones de carga utilizadas, por otro lado, las solicitaciones obtenidas en la Tabla 39 consideran momentos probables y el aporte de las cargas gravitacionales, para un mejor entendimiento se recomienda ver el Anexo 2. Lo mismo sucede para la diferencia entre los valores de demanda-capacidad de la Tabla 37 y la Tabla 40.

Luego de comprobar que la capacidad a flexión y a cortante de la viga en la cara de la columna es adecuada, se procede a verificar si se cumple el criterio columna fuerte–viga débil, es decir, la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas debe ser a mayor a la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las vigas, ver ecuación (4). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 41.

Tabla 41

Columna fuerte–viga débil

Parámetro	Valor	Unidad
$\sum M_{pc}^*$	7889082.34	lb-ft
$\sum M_{pb}^*$	4057379.40	lb-ft
$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*}$	1.994	–

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 41 se puede ver que el requisito columna fuerte–viga débil se cumple de forma satisfactoria.



4.1.5. Diseño de la Zona del Panel

La zona del panel se diseña con la Norma AISC 360-16 y la Norma AISC 341-16. Para su diseño se utilizan los valores obtenidos en la Sección 4.1.4. La zona del panel se diseña a cortante, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 42.

Tabla 42

Resistencia a cortante de la zona del panel

Parámetro	Valor	Unidad
F_1	808255.52	lb
F_2	788593.89	lb
V_c	289812.81	lb
ϕ_v	1.0	–
$\phi_v R_n$	979200	lb
R_u	1307036.60	lb
D/C	1.33	–

Nota. Elaboración propia.

La relación demanda-capacidad obtenida es mayor a la unidad, por tal razón, es necesario colocar refuerzo en la zona del panel debido a que ésta no tiene una resistencia adecuada para soportar las solicitaciones.

Se colocan placas dobles a cada lado del alma de la columna para garantizar que la resistencia de la zona del panel aumente. Se calcula el espesor mínimo requerido de las placas dobles para soportar la diferencia entre la demanda y la capacidad de la zona del panel. Luego, se comprueba que el espesor de la placa doble individual cumpla con la ecuación (26). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 43.

Tabla 43

Espesor de placas dobles

Parámetro	Valor	Unidad
R_{dp}	327836.60	lb
t_{min}^a	0.34	in
t_{min}^b	0.59	in
t_{dp}^c	10/16	in



Nota. ^a Espesor mínimo requerido para soportar la diferencia entre la demanda y la capacidad. ^b

Espesor mínimo requerido de la placa doble. ^c Espesor adoptado. Elaboración propia.

Se procede a calcular la resistencia mínima de la columna para cargas concentradas aplicando las disposiciones dadas en la Norma AISC 360-16, Sección J10. En la Tabla 44 se indican los resultados obtenidos.

Tabla 44

Cargas concentradas en alas y alma de la columna

Parámetro	Valor	Unidad
ϕ_1	0.9	–
$\phi_1 R_{v1}^a$	962578.12	lb
ϕ_2	1.0	–
$\phi_2 R_{v2}^b$	1644610.53	lb
ϕ_3	0.75	–
$\phi_3 R_{v1}^c$	3913378.08	lb
ϕ_4	0.9	–
$\phi_4 R_{v4}^d$	11480728.58	lb
R_u	962578.12	lb
D/C	0.84	–

Nota. ^a Flexión local del ala. ^b Flexión local del alma. ^c Aplastamiento del alma. ^d Pandeo del alma comprimida. Elaboración propia.

La relación demanda-capacidad obtenida es menor a la unidad, por lo tanto, la sección de la columna cumple de forma adecuada con las solicitudes por cargas concentradas. Finalmente, se aplica la ecuación (27) para determinar si es o no necesario colocar placas de continuidad. El resultado obtenido nos indica que es necesario colocar placas de continuidad. En la Tabla 45 se muestran las dimensiones de las placas de continuidad.

Tabla 45

Dimensiones de placas de continuidad

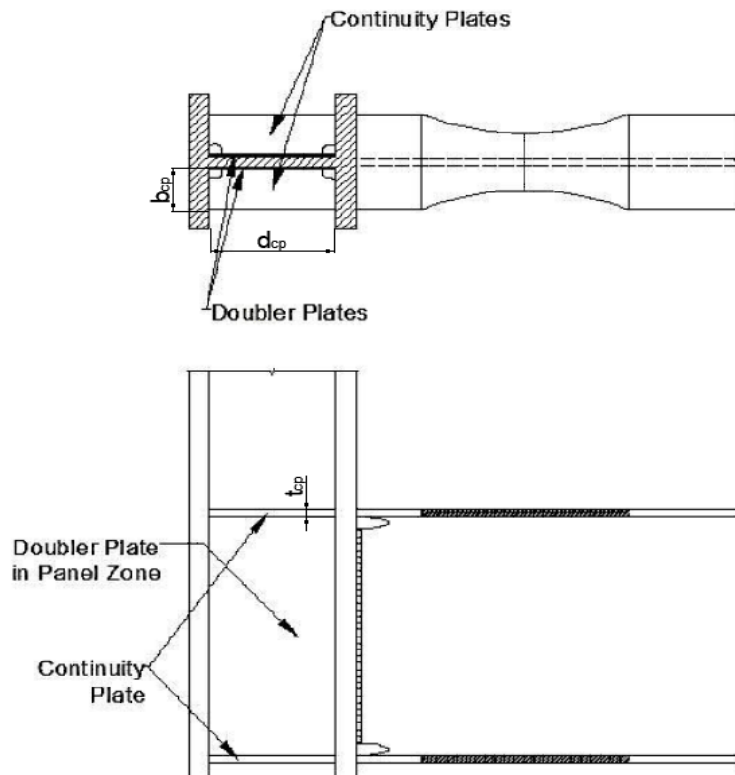
Parámetro	Valor	Unidad
t_{cp}	15/16	in
b_{cp}	7.15	in
d_{cp}	22.8	in

Nota. Elaboración propia.

En la Figura 35 se muestra un esquema de los rigidizadores colocados en la zona del panel. Es importante mencionar que las placas de continuidad no son necesarias según las disposiciones de la Norma AISC 360-16, sin embargo, debido a que la columna forma parte del sistema resistente a la fuerza sísmica, las disposiciones de la Norma AISC 341-16 indican que debe colocarse placas de continuidad. El procedimiento realizado se encuentra en el Anexo 2.

Figura 35

Refuerzos transversales y placas dobles



Nota. Rigidizadores de la zona del panel. Adaptado de (Anuj, 2011).

4.1.6. Secciones

Las secciones obtenidas del diseño aplicando el enfoque local se muestran en la Tabla 46.



Tabla 46

Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica aplicando el enfoque local

# Piso	COLUMNAS		VIGAS
	B1, E1	C1, D1	B1-E1
1	W30X235	W30X292	W30X146
2	W30X235	W30X292	W30X146
3	W30X235	W30X292	W30X146
4	W30X235	W30X292	W30X146
5	W30X235	W30X235	W30X116
6	W30X235	W30X235	W30X116
7	W27X217	W27X217	W27X94
8	W27X217	W27x217	W21X68

Nota. Elaboración propia.

4.2. Enfoque Global

En esta Sección se presentan los resultados obtenidos del diseño de una viga, una columna y un *panel zone* del sistema resistente a la fuerza sísmica. Las Normas utilizadas en el diseño son: AISC 341-16 y AISC 360-16.

Las propiedades geométricas de la viga y columna diseñada, así como las características del material utilizado se muestran en el Anexo 3.

En la Figura 36 se muestran los elementos diseñados en esta Sección. Se decidió diseñar estos elementos debido a que las solicitaciones generadas por las cargas actuantes son mayores a las solicitaciones generadas en los elementos restantes del sistema resistente a la fuerza sísmica.

4.2.1. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño se encuentran en la Sección 2.1.1. La viga (DCE) se diseña utilizando las combinaciones (29) y (30), la columna y la zona del panel se diseñan utilizando las combinaciones (31) y (32).

4.2.2. Diseño de Columna

El procedimiento es igual que el indicado en la Sección 4.1.2, la única diferencia son las combinaciones de carga utilizadas en el diseño del elemento. La revisión de pandeo local en el alma



y alas de la columna se realizó según los requerimientos de la Norma AISC 341-16, Tabla D1.1. En la Tabla 47 se presenta el resultado obtenido.

Figura 36

Elementos diseñados del sistema resistente a fuerza sísmica aplicando el enfoque global



Nota. Adaptado de Etabs.

Tabla 47

Pandeo local de columna del Sistema resistente a la fuerza sísmica

Alas		Alma	
λ_f^a	λ_{hd}^b	λ_w^a	λ_{hd}^b
3.197	7.348	19.485	52.647

Nota. ^a Valor obtenido. ^b Valor máximo permitido. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en la Tabla 47 se comprueba que el perfil utilizado es altamente dúctil, por lo tanto, el perfil puede ser utilizado como parte del sistema resistente a la fuerza sísmica.

En la Tabla 48 se muestran los valores obtenidos de las longitudes características que definen el tipo de comportamiento que va a presentar el elemento en función de la longitud no arriostrada



Tabla 48

Longitudes características y factor de modificación de momento

Parámetro	Valor	Unidad
L_b	12.717	ft
L_p	12.963	ft
L_r	58.755	ft
C_b	1.00	–

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 49 se presentan los resultados obtenidos del diseño a flexión, considerando las direcciones X e Y.

Tabla 49

Diseño a flexión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor		Unidad
	Dirección X	Dirección Y	
ϕ_b	0.90	0.90	–
$\phi_b M_n$	5437500	1162500	lb-ft
M_u	3808827.19	260827.71	lb-ft
D/C	0.70	0.22	–

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 50 se presenta los resultados obtenidos del diseño a compresión, en la Tabla 51 se presenta el diseño a flexo-compresión y en la Tabla 52 se presenta los resultados obtenidos del diseño a cortante.

Tabla 50

Diseño a compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
L_c/r	41.58	–
F_e	23838739.98	lb/ft ²
$(L_c/r)_{lim}$	113.43	–
ϕ_c	0.90	–
F_{cr}	6344996.32	lb/ft ²
$\phi_c P_n$	5016512.71	lb
P_u	536801.16	lb
D/C	0.107	–



Nota. Elaboración propia.

Tabla 51

Diseño a flexo-compresión de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
P_r	536801.16	lb
P_c	5016512.71	lb
M_{rx}	3808827.19	lb-ft
M_{ry}	260827.71	lb-ft
M_{cx}	5437500.00	lb-ft
M_{cy}	1162500.00	lb-ft
D/C	0.978	–

Nota. Elaboración propia.

Tabla 52

Diseño a cortante de columna del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
A_w	45.15	in ²
h	26.50	in
h/t_w	19.48	–
ϕ_v	1.0	–
$\phi_v V_n$	1354560	lb
V_u	310721.95	lb
D/C	0.229	–

Nota. Elaboración propia.

En las Tablas 49, 50, 51 y 52 se puede comprobar que la relación demanda-capacidad obtenida es menor que 1, por lo tanto, el elemento va a soportar de forma segura las solicitaciones generadas por las cargas colocadas en la estructura.

4.2.3. Diseño de Viga

La sección de la viga diseñada es la misma que la viga diseñada en la Sección 4.1.3. La geometría de corte radial es la misma, ver Tabla 34. Se omite la revisión de pandeo local del elemento debido a que ya fue calculada en la Sección 4.1.3, ver Tabla 35. Como consecuencia de lo mencionado previamente, el perfil utilizado es altamente dúctil, por lo tanto, el perfil puede ser utilizado como parte del sistema resistente a la fuerza sísmica.



En la Tabla 53 se muestran los parámetros utilizados en el diseño a flexión, así como los resultados obtenidos.

Tabla 53

Diseño a flexión de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
L_b	6.66	ft
L_p	11.30	ft
L_r	33.33	ft
$L_{b_max}^a$	13.35	ft
C_b	1.00	–
ϕ_b	0.90	–
$\phi_b M_n^b$	1063685.15	lb-ft
M_u	468158.44	lb-ft
D/C	0.44	–

Nota. ^a Longitud máxima no arriostrada. ^b El valor fue calculado teniendo en cuenta el corte realizado en la viga. Elaboración propia.

En la Tabla 54 se presentan los parámetros más importantes utilizados en el diseño a cortante, así como los resultados obtenidos.

Tabla 54

Diseño a cortante de viga del sistema resistente a la fuerza sísmica

Parámetro	Valor	Unidad
A_w	16.57	in ²
h	23.62	in
h/t_w	39.05	–
C_v	1.00	–
ϕ_v	1.00	–
$\phi_v V_n$	497310	lb
V_u	64833.08	lb
D/C	0.130	–

Nota. Elaboración propia.

4.2.4. Diseño de Zona del Panel

Para su diseño se utilizan los valores obtenidos directamente del análisis estructural, es decir, del diagrama de momentos de las vigas con las combinaciones (31) y (32). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 55.

**Tabla 55***Resistencia a cortante de la zona del panel*

Parámetro	Valor	Unidad
F_1	583375.11	lb
F_2	596187.15	lb
ϕ_v	1.0	–
$\phi_v R_n$	1354560	lb
R_u	1179562.26	lb
D/C	0.87	–

Nota. Elaboración propia.

La relación demanda-capacidad es menor a la unidad, por lo tanto, la zona del panel resiste de forma adecuada las solicitaciones generadas por las cargas colocadas. A continuación, se realizaron las mismas revisiones especificadas en la Sección 4.1.5 para saber si es necesario o no colocar rigidizadores en la zona del panel. Los resultados obtenidos demostraron que no es necesario colocar placas dobles ni placas de continuidad en la zona del panel. El procedimiento realizado se encuentra en el Anexo 3.

4.2.5. Secciones

Las secciones obtenidas del diseño aplicando el enfoque global se muestran en la Tabla 56.

Tabla 56*Secciones del sistema resistente a la fuerza sísmica aplicando el enfoque global*

# Piso	COLUMNAS		VIGAS
	B1, E1	C1, D1	B1-E1
1	W30X235	W30X391	W30X146
2	W30X235	W30X391	W30X146
3	W30X235	W30X391	W30X146
4	W30X235	W30X391	W30X146
5	W30X235	W30X235	W30X116
6	W30X235	W30X235	W30X116
7	W27X217	W27X217	W27X94
8	W27X217	W27x217	W21X68



Nota. Elaboración propia.

Capítulo 5

5. Análisis de Resultados

En esta Sección se realiza el análisis de los resultados obtenidos en el desarrollo del presente trabajo de investigación. Se realiza una comparación entre los dos métodos utilizados en el análisis estructural, ver Sección 3.2.1 y Sección 3.2.2. Además, se comparan los resultados obtenidos del diseño por capacidad aplicando el enfoque global y el enfoque local. Finalmente, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos manualmente y los resultados obtenidos del Software ETABS V. 18.0.2.

5.1. Análisis de Fuerza Lateral Equivalente vs Análisis Modal Espectral

En las Tablas siguientes se muestran las comparaciones realizadas entre los dos métodos de análisis estructural, el criterio utilizado en la comparación es el peso de las secciones obtenidas en cada análisis. En la Tabla 57 se evidencia que las secciones de vigas utilizadas en el diseño con el análisis de FLE son más pesadas que las obtenidas con AME. Lo mismo ocurre en el caso de las columnas de la estructura, ver Tabla 58.

Tabla 57

Peso de vigas de la estructura con análisis FLE y AME

FLE ^a		AME ^b	
Sección	W [lb]	Sección	W [lb]
W30X191	45840	W30X148	35520
W27X124	14880	W30X116	13920
W24X116	6960	W27X94	5640
W24X68	4080	W21X68	4080
Total	71760	Total	59160

Nota. ^a Fuerza Lateral Equivalente. ^b Análisis Modal Espectral. Elaboración propia.



Tabla 58

Peso de columnas de la estructura con análisis FLE y AME

FLE ^a		AME ^b	
Sección	W [lb]	Sección	W [lb]
W24X207	43884	W24X192	40704
W24X162	16848	W24X131	13624
W24X229	24732	W24X229	24732
Total	85464	Total	79060

Nota. ^aFuerza Lateral Equivalente. ^bAnálisis Modal Espectral. Elaboración propia.

Tabla 59

Variación de peso de la estructura con análisis FLE y AME

Análisis	W [lb]	ΔW [lb]	[%]
FLE ^a	157224	19004	12.1
AME ^b	138220		

Nota. ^aFuerza Lateral Equivalente. ^bAnálisis Modal Espectral. Elaboración propia.

De los resultados mostrados en las Tabla 59, se puede notar que el diseño realizado con el análisis de FLE es 12.1% más pesado que el diseño realizado con AME, es decir, es 12.1% más costoso a pesar de que el cortante basal utilizado en el AME se escaló al 100% del cortante basal estático.

5.2. Enfoque Global vs Enfoque Local

El criterio de comparación utilizado en el diseño de los elementos es la relación demanda-capacidad.

5.2.1. Diseño de Vigas

Tabla 60

Relación demanda-capacidad de viga con enfoque local y global: flexión

Parámetro	Enfoque		Unidad
	Local	Global	
$\phi_b M_n^a$	1063685.15	1063685.15	lb-ft
M_u	474318.14	468158.448	lb-ft
D/C	0.446	0.441	–



Nota. ^a El valor fue calculado teniendo en cuenta el corte realizado en la viga. Elaboración propia.

Tabla 61

Relación demanda-capacidad de viga con enfoque local y global: cortante

Parámetro	Enfoque		Unidad
	Local	Global	
$\phi_v V_n$	497310	497310	lb
V_u	66226.02	64833.08	lb
D/C	0.133	0.130	–

Nota. Elaboración propia.

Tanto en el diseño a flexión, ver Tabla 60, como en el diseño a cortante, ver Tabla 61, la relación demanda-capacidad es aproximadamente igual en los dos enfoques, esto se debe a que en el diseño de la viga en los dos enfoques se utilizaron las mismas combinaciones de carga. La pequeña variación que existe en las solicitaciones se debe al cambio realizado en las secciones de las columnas, ver Tabla 46 y Tabla 56.

5.2.2. Diseño de Columnas

A primera vista lo que se puede notar en las Tablas 62, 63, 64 y 65, es el incremento en la capacidad de la columna que se utiliza en el enfoque global y la que se utiliza en el enfoque local, debido a que en el enfoque global la sección de la columna aumenta respecto a la utilizada en el enfoque local.

En el diseño a flexión, ver Tabla 62, se nota claramente que la relación demanda-capacidad en las dos direcciones de análisis aumenta en el enfoque global, esto se debe a que en las combinaciones de carga del enfoque global se utiliza el factor de sobrerresistencia, Ω_o , para amplificar la carga sísmica, lo cual influye directamente en las solicitaciones de momento flector. Por otro lado, las combinaciones de carga utilizadas en el enfoque local no utilizan el factor de sobrerresistencia, Ω_o , sino que utilizan el factor de redundancia, ρ . El valor de estos factores se da en la Sección 2.3.



Tabla 62

Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: flexión

Parámetro	Enfoque				Unidad
	Local		Global		
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	
$\phi_b M_n$	3971805.292	836250	5437500	1162500	lb-ft
M_u	1056401.098	70929.838	3808827.19	260827.71	lb-ft
D/C	0.266	0.085	0.70	0.22	–

Nota. Elaboración propia.

En contraste con lo mencionado anteriormente, en el diseño a compresión, ver Tabla 63, se puede ver que la relación demanda-capacidad en el enfoque local es mayor a la relación demanda-capacidad del enfoque global. Esto se debe a las razones siguientes:

1. La carga sísmica no influye considerablemente en las solicitaciones de carga axial, por lo que, al amplificar la carga sísmica en las combinaciones de carga utilizadas en el enfoque global, no se ve un efecto notorio de incremento entre las solicitaciones de carga axial del enfoque local y del enfoque global.
2. La sección de la columna utilizada en el enfoque global es mayor a la sección utilizada en el enfoque local, como consecuencia, la capacidad de la columna es mayor en el enfoque global.

En conclusión, la solicitación por carga axial en el enfoque global es mayor a la solicitación de carga axial del enfoque local en 14.5%, mientras que la capacidad de la columna utilizada en el enfoque global es mayor a la capacidad de la columna utilizada en el enfoque local en 25%.

Tabla 63

Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: compresión

Parámetro	Enfoque		Unidad
	Local	Global	
$\phi_c P_n$	3723078.14	5016512.71	lb
P_u	459119.77	536801.16	lb
D/C	0.123	0.107	–



Nota. Elaboración propia.

Respecto a los valores obtenidos de la relación demanda-capacidad en el diseño a flexo-compresión y a cortante, ver Tabla 64 y Tabla 65 respectivamente, la razón de variación entre los resultados de los dos enfoques, es la misma que se mencionó previamente. Es importante mencionar que en la relación demanda-capacidad del diseño a flexo-compresión, la diferencia es más notoria.

Tabla 64

Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: flexo-compresión

Parámetro	Enfoque		Unidad
	Local	Global	
P_r	459119.77	536801.16	lb
P_c	3384616.49	5016512.71	lb
M_{rx}	1056401.09	3808827.19	lb-ft
M_{ry}	70929.83	260827.71	lb-ft
M_{cx}	3971805.29	5437500.00	lb-ft
M_{cy}	836250.00	1162500.00	lb-ft
D/C	0.419	0.978	–

Nota. Elaboración propia.

Tabla 65

Relación demanda-capacidad de columna con enfoque local y global: cortante

Parámetro	Enfoque		Unidad
	Local	Global	
$\phi_v V_n$	979200	1354560	lb
V_u	93834.49	310721.95	lb
D/C	0.096	0.229	–

Nota. Elaboración propia.

5.2.3. Diseño de Conexión

La diferencia entre los dos enfoques utilizados se ve claramente en el diseño de la conexión, ya que en el enfoque local se realiza la revisión de columna fuerte–viga débil, mientras que en el enfoque global no se realiza esta revisión. En otras palabras, en el diseño local se tiene un mayor control en el mecanismo que se va a formar en la estructura, ya que a partir de la capacidad máxima



desarrollada en los cortes radiales de la viga de sección reducida (donde se van a formar las rótulas plásticas), se realiza el diseño de los elementos restantes, es decir, el enfoque local es un diseño que se realiza elemento a elemento. Por otro lado, en el enfoque global al utilizar el factor de sobrerresistencia, Ω_o , de forma indirecta se garantiza que la energía proveniente de la carga cíclica del sismo se va a disipar en el elemento más débil, es decir, la viga.

5.2.4. Diseño de la Zona del Panel

En la Tabla 66 se puede ver que la solicitación obtenida con el enfoque local es mayor a la obtenida con el enfoque global, es decir, el enfoque local proporciona el valor límite superior al enfoque de diseño a nivel global. Al diseñar la zona del panel utilizando el enfoque local, la relación demanda-capacidad es mayor que la unidad, por tal razón, como se indicó en la Sección 4.1.5, es necesario colocar placas dobles y placas de continuidad, por otro lado, en el enfoque local la relación demanda-capacidad es menor que la unidad, y como se indicó en la Sección 4.2.4, no es necesario colocar refuerzos en la zona del panel.

Tabla 66

Relación demanda-capacidad de la zona del panel con enfoque local y global: cortante

Parámetro	Enfoque		Unidad
	Local	Global	
$\phi_v R_n$	979200	1354560	lb
R_u	1307036.60	1179562.26	lb
D/C	1.33	0.87	–

Nota. Elaboración propia.

5.2.5. Secciones y Costos

Las secciones obtenidas del diseño utilizando el enfoque local y el enfoque global se muestran en las tablas siguientes. En la Tabla 67 se muestran los pesos de las vigas y en la Tabla 68 se muestran los pesos de las columnas.



Tabla 67

Pesos de vigas de la estructura obtenidos con los dos enfoques de diseño

Local		Global	
Sección	W [lb]	Sección	W [lb]
W30X191	35040	W30X148	35040
W27X124	13920	W30X116	13920
W24X116	5640	W27X94	5640
W21X68	4080	W21X68	4080
Total	58680	Total	58680

Nota. Elaboración propia.

Tabla 68

Pesos de columnas de la estructura obtenidos con los dos enfoques de diseño

Local		Global	
Sección	W [lb]	Sección	W [lb]
W30X235	49820	W30X235	49820
W30X217	22568	W30X217	22568
W30X292	31536	W30X391	42228
Total	103924	Total	114616

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 69 se puede observar que el costo de los perfiles utilizando el enfoque global es 7% mayor en comparación al obtenido con el enfoque local.

Tabla 69

Variación de peso de la estructura con el enfoque local y el enfoque global

Enfoque	W [lb]	ΔW [lb]	[%]
Local	162604	10692	7
Global	173296		

Nota. Elaboración propia.

5.3. Resultados de Etabs vs Resultados Manuales

Para comparar los resultados obtenidos manualmente y los resultados dados por el Software ETABS V. 18.0.2 se utilizan los resultados del enfoque local.



5.3.1. Diseño de Columna

En las Tablas 70, 71 y 72 se puede ver que las variaciones de los resultados obtenidos manualmente y los resultados que da el software Etabs son menores al 1%, esto nos indica que el software Etabs realiza los cálculos aplicando las disposiciones de las Normas AISC.

Tabla 70

Comparación de resultados de diseño a compresión de columna (SFRS)

Parámetro	Etabs	Manual	Error
$\phi_c P_n$ [lb]	3694891.99	3723078.14	0.76%
P_u [lb]	459119.78	459119.77	0.00%
D/C	0.124	0.123	0.81%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 71

Comparación de resultados de diseño a flexo-compresión de columna (SFRS)

Parámetro	Etabs	Manual	Error
M_{rx} [lb-ft]	1056401.09	1056401.098	0.00%
M_{cx} [lb-ft]	3975000	3971805.29	0.08%
M_{ry} [lb-ft]	70929.83	70929.838	0.00%
M_{cy} [lb-ft]	836250	836250	0.00%
D/C	0.413	0.412	0.24%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 72

Comparación de resultados de diseño a cortante de columna (SFRS)

Parámetro	Etabs	Manual	Error
$\phi_v V_n$ [lb]	979200	979200	0.00%
V_u [lb]	0	93834.49	-
D/C	0.096	0.096	0.00%

Nota. Elaboración propia.

Es necesario mencionar que, en el diseño a cortante de la columna en la tabla de resultados el software Etabs muestra que la sollicitación a cortante, V_u , es igual a cero, lo cual no es cierto. Prueba de ello es la relación D/C que da el programa, ya que es la misma que se obtiene



manualmente considerando el valor de V_u de la Tabla 72, correspondiente a las combinaciones de carga aplicadas. En el Anexo 4 se indican los resultados de diseño que da el software Etabs.

5.3.2. Diseño de Viga RBS

Las vigas utilizadas son RBS, por tal razón, fue necesario ingresar en el software los valores de a , b y c que definen el corte radial. Los valores ingresados son los que se muestran en la Tabla 34.

En la Tabla 73 se muestra la demanda por flexión en la cara de la columna y la capacidad de la viga considerando el factor R_y y la sección completa de las alas de la viga como se especifica en la Norma AISC 358-16. Se observa que la variación de los resultados obtenidos es menor al 1%, el software realiza los cálculos correctamente.

Tabla 73

Comparación de resultados de diseño a flexión de viga RBS (SFRS)

Parámetro	Etabs	Manual	Error
$\phi_d M_{pe}$ [lb-ft]	2126666.67	2126666.66	0.00%
M_f [lb-ft]	1772799.77	1779846.01	0.40%
D/C	0.833	0.837	0.00%

Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 74 se presenta una variación mayor al 1% entre el resultado de la demanda por corte en la cara de la columna obtenida manualmente y la que proporciona el software, esto se debe a que el software no considera las cargas gravitatorias en el cálculo de la sollicitación. En la Tabla 75 en el cálculo manual no se considera el aporte de las cargas gravitatorias en el cálculo de la sollicitación, la variación de los resultados es menor al 1%. Al revisar los resultados del software se debe tener presente lo mencionado. En el Anexo 5 se indican los resultados de diseño que da el software Etabs.



Tabla 74

Comparación de resultados de diseño a cortante de viga RBS (SFRS)

Parámetro	Etabs	Manual	Error
$\phi_v V_n$ [lb]	497310	497310	0.00%
V_u [lb]	216179.24	219580.72	1.57%
D/C	0.435	0.441	1.37%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 75

*Comparación de resultados de diseño a cortante de viga RBS (SFRS)**

Parámetro	Etabs	Manual	Error
$\phi_v V_n$ [lb]	497310	497310	0.00%
V_u [lb]	216179.24	216523.59	0.15%
D/C	0.435	0.434	0.23%

Nota. Elaboración propia.

5.3.3. Criterio Columna Fuerte-Viga Débil

En la verificación del criterio columna fuerte viga-débil, el software da la relación de la sumatoria de momentos nominales de las vigas entre la sumatoria de los momentos nominales de las columnas. En la Tabla 76, Z_{RBS} es el módulo de sección plástico de la viga considerando el corte radial realizado, se puede ver que el error obtenido es del 40.51%, el cálculo manual se realizó siguiendo las disposiciones de la Norma AISC 358-16. Z_x es el módulo de sección plástico de la viga calculado sin considerar el corte radial, se puede ver que el error obtenido es del 2.66%, el cálculo manual se realizó siguiendo los pasos de la Norma AISC 358-16 pero sin considerar el corte radial, esto no se indica en la Norma. Por tal razón, el diseñador debe comprobar todos los resultados que da el software con cálculos manuales.

Para dar fe a lo mencionado previamente, se realizaron varios diseños de conexiones en los que, siguiendo las disposiciones de la Norma, considerando Z_{RBS} , se alcanzaron errores de hasta el 50%. Por otro lado, al considerar Z_x , se alcanzaron errores de hasta el 5%. Al revisar los resultados del software se debe tener presente lo mencionado.

**Tabla 76***Comparación de resultados del criterio columna fuerte–viga débil*

Criterio	Relación	Etabs	Manual	Error
Z_{RBS}	$\frac{\sum M_{pb}^*}{\sum M_{pc}^*}$	0.864	0.514	40.51%
Z_x	$\frac{\sum M_{pb}^*}{\sum M_{pc}^*}$	0.864	0.841	2.66%

Nota. Elaboración propia.

Capítulo 6

6. Conclusiones y Recomendaciones

Se comprobó que a pesar de las nuevas disposiciones de la norma ASECE 7-16, donde exige usar un cortante basal para el análisis modal espectral igual al 100% del cortante basal obtenido del análisis por el método de fuerza lateral equivalente, las secciones requeridas en el AME fueron menores a las secciones requeridas por el método de fuerza lateral equivalente, con una diferencia en peso del 12%. Por lo que se puede concluir que las secciones de acero obtenido con el análisis de fuerza lateral equivalente llegarían a ser 12% más costosos que las secciones utilizadas con el análisis modal espectral, esto debido a que en estructuras de acero el costo es directamente proporcional al peso del material.

Se comprobó que en el caso del diseño por serviciabilidad las derivas de piso son controladas mayormente por el tamaño de las vigas, ya que del 12% de la diferencia en peso de las secciones de la estructura, el 66% se debe a las secciones de las vigas.

Con el diseño por capacidad utilizando el enfoque local y global se evita realizar análisis no lineales que son complejos y demandan un tiempo considerable, por lo cual, en diseños de estructuras que no son esenciales se recomienda utilizar estos métodos de diseño.

Las secciones requeridas en el diseño con el enfoque local fueron menores a las secciones requeridas en el enfoque global, con una diferencia en peso del 7%. Por lo que se puede concluir que el acero utilizado con el enfoque global llegaría a ser 7% más costoso que las secciones



utilizadas con el enfoque local, esto debido a que en estructuras de acero el costo es directamente proporcional al peso del material.

El diseño utilizando el enfoque global evita diseñar de forma explícita la conexión RBS, se salta este paso y procede directamente con el diseño de la zona del panel, por otro lado, en el enfoque local se diseña la conexión RBS de forma explícita, aplicando las disposiciones de la Norma AISC 358-16, y luego se procede con el diseño de la zona del panel. Por lo mencionado, el tiempo utilizado en el diseño de la estructura aplicando el enfoque global es considerablemente menor al empleado en el enfoque local.

El enfoque global puede resultar como un diseño mucho más conservador, con secciones más rígidas que las obtenidas con el enfoque local.

Se recomienda realizar el diseño de las conexiones utilizando softwares específicos para el diseño de conexiones de estructuras metálicas, debido a que los valores que da el Software ETABS para la relación columna fuerte-viga débil varían hasta en un 50% de los valores obtenidos manualmente aplicando las disposiciones de la Norma AISC 358-16.

En el diseño de estructuras de acero se recomienda utilizar las versiones actualizadas de las Normas AISC, debido a que existen variaciones en algunas fórmulas y criterios respecto a la versión 2010.



7. Referencias

- AISC 341. (2016). *AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC 358. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.
- Anuj, S. (2011). *P-Delta Effects on Steel Moment Frames with Reduced Beam Section Connection [Master's Thesis, SIU]*. pensiuic.
- Araujo, L. (18 de 04 de 2018). *HISTORIA SÍSMICA DEL ECUADOR*. Obtenido de academia: https://www.academia.edu/36726670/HISTORIA_S%C3%84DSMICA_DEL_ECUADOR
- ASCE. (2011). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia : ASCE.
- ASCE 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- AULA SEPROINCA. (04 de 2016). *¿Qué es el Factor de Reducción de respuesta R?* Obtenido de aulaseproinca: <http://aulaseproinca.blogspot.com/2016/04/que-es-el-factor-de-reduccion-de.html>
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2016). *Ductil Design of Steel Structures* (Segunda ed.). New York: McGraw-Hill.
- Chi, B., & Uang, C. M. (2002). Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns. *ResearchGate*, 464-473. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(464\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(464)).
- Crisafulli, F. J. (2018). *DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO* (Quinta ed.). Mendoza.
- Crisafulli, J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Mendoza: UNCuyo.
- Dávila-Arbona, F. J., Castro, J. M., & Elghazouli, A. Y. (2008). Review of panel zone design approaches for steel moment frames. *ResearchGate*. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/265167520>
- Engelhardt, M. D. (1999). *The 1999 T.R. Higgins Lecture: Design of Reduced Beam Section Moment Connections*. Obtenido de Versión PDF.
- FEMA 302. (1997). *NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures*. Washington, D. C.: Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency.



FEMA 350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. California: SAC Joint Venture.

GORA. (02 de 01 de s.f.). *Arriostramiento para estabilidad en vigas*. Obtenido de Gora Tools: <https://www.goratools.com/post/arriostramientos-para-estabilidad-en-vigas>

Hamburger, R. O., & Malley, J. O. (2016). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. Colorado: National Institute of Standards and Technology.

Hernández, E. (07 de 02 de 2019). *Revisión y aplicación de la zona del panel en los pórticos resistentes a momento de acero*. Obtenido de Engineers & Architects Blog: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/revison-y-aplicacion-zona-panel-porticos-resistentes-momento-acero/>

Iman, M. (2014). A new steel panel zone model including axial force for thin to thick column flanges. *Research Gate*, 417-436. <https://doi.org/10.12989/scs.2014.16.4.417>.

Loges, S. (2017). IMPORTANCIA DE LAS CONEXIONES EN EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE ACERO ESTRUCTURAL. *ResearchGate*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/321385865_IMPORTANCIA_DE_LAS_CONEXIONES_EN_EL_COMPORTAMIENTO_SISMORRESISTENTE_DE_EDIFICACIONES_APORTICADAS_DE_ACERO_ESTRUCTURAL

McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (Quinta ed.). México: Alfaomega.

Mejía, C. A. (2012). Unidad 7 Método de la fuerza horizontal equivalente. En C. A. Mejía, *ANÁLISIS ESTRUCTURAL AVANZADO*.

Mena Hernández, U. (2002). *Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya]*. Repositorio Institucional.

MIC SAS. (2020). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMO PROCESO DE CALCULAR FUERZAS, MOMENTOS Y DESVIACIONES*. Obtenido de MIC INGENIERÍA Y CONSTRUCCIONES S.A.S: <https://www.estructurasmetalicascolombia.com/disen-y-calculo-estructural/modelado-y-analisis>

MIDUVI, SGR. (08 de 09 de 2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Obtenido de Habitat y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf?fbclid=IwAR2b2fo0fRfWKQbp84ufjR163hID-38uSRaTNwMNjHCap9lq6eeaGdbhW2Y>

Moya, F. Y. (05 de 06 de 2009). *Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmicos de Quito y futuros proyectos de mitigación*. Obtenido de flacsoandes: <https://biblio.flacsoandes.edu.ec/catalog/resGet.php?resId=24693>

NEC-SE-AC. (2015). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. Quito: Dirección de Comunicación Social.

NEC-SE-DS. (2015). *CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.



-
- NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. USA: National Institute of Standards and Technology.
- Norwood, J., & Prinz, G. S. (2019). Effect of continuity-plate alignment on the capacity of welded beam-to-column. *ELSEVIER*, 1-9. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109550>.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.
- Piqué del Pozo, J. (s.f.). *Diseño por capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Povov, E. P. (1987). Panel Zone Flexibility in Seismic. *ELSEVIER*, 91-118. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(87\)90055-1](https://doi.org/10.1016/0143-974X(87)90055-1).
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis. Behavior and Basics*. California: Computers and Structures, Inc.
- SGR. (09 de 04 de 2015). *Programa de Prevención y Mitigación para Reducir el Riesgo por Diferentes Amenazas*. Obtenido de Gestión de Riesgos: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/05/ProyectoPrevencion.pdf>
- Swati, A. K., & Gaurang, V. (2014). Study of steel moment connection with and without reduced. *ELSEVIER*, 26-31. <http://doi.org/10.1016/j.csse.2014.04.001>.
- Tena, A., Cortés, J., & Godínez, E. (2015). IMPORTANCIA DE LA REDUNDANCIA ESTRUCTURAL EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO. *ALTERNATIVAS*, 180-197. <http://doi.org/10.23878/alternativas.v17i3.227>.
- Uang, C.-M., Bruneau, M., Whittaker, A. S., & Tsai, K.-C. (2001). Seismic Design of Steel Structures. En F. Naeim, *The Seismic Design Handbook* (Second ed., págs. 409-462). New York: Springer.
- Vasdravellis, G., Uy, B., Tan, E. L., & Kirkland, B. (2013). Behaviour and design of composite beams subjected to negative bending and compression. *Research Gate*, 34-47. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.07.012>.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H., & Oller, S. (2006). Factores de Reducción de Respuesta. Estado del Arte y Estudio Comparativo entre Códigos. *ResearchGate*, 78-104. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/310162015_FACTORES_DE_REDUCION_DE_RESPUESTA_ESTADO_DEL_ARTE_Y_ESTUDIO_COMPARATIVO_ENTRE_CODIGOS
- Yura, J. A. (2001). Fundamentals of Beam Bracing. *Research Gate*, 11-26. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/279568069_Fundamentals_of_beam_bracing
- Zigurat Global Institute of Technology. (06 de 02 de 2018). *[SEMINARIO] El ABC del diseño de Estructuras Metálicas I Zigurat Global Institute of Technology*. Obtenido de Archivo de video: https://www.youtube.com/watch?v=ARG1x1C_LKU&t=29s



8. Anexos

8.1. Diseño del Sistema Resistente a Cargas Gravitatorias

Propiedades de los materiales. ASTM A992

$F_{yb} := 7200000 \frac{lb}{ft^2}$	Tensión cedente del material
$R_y := 1.1$	Factor de sobrerresistencia de fluencia
$R_t := 1.1$	Factor de sobrerresistencia de tensión
$E := 4176000000 \frac{lb}{ft^2}$	Módulo de elasticidad

Propiedad de viga **W12x40**

$d_b := 11.7 \text{ in}$	Peralte del perfil
--------------------------	--------------------

Propiedades de la columna 1C **W21x122**

$d_c := 21.7 \text{ in}$	Peralte del perfil
$T_c := 18 \text{ in}$	Distancia libre entre alas menos el filete de cada ala
$b_{fc} := 12.4 \text{ in}$	Ancho del ala
$t_{fc} := 0.96 \text{ in}$	Espesor del ala
$t_{wc} := 0.6 \text{ in}$	Espesor del alma
$A_c := 35.9 \text{ in}^2$	Área bruta
$r_{xc} := 9.09 \text{ in}$	Radio giro, eje x
$r_{yc} := 2.92 \text{ in}$	Radio giro, eje y
$h_{oc} := d_c - t_{fc} = 20.74 \text{ in}$	Distancia entre centroides de alas
$S_{xc} := 273 \text{ in}^3$	Módulo elástico, eje x
$I_{xc} := 2960 \text{ in}^4$	Inercia, eje x
$I_{yc} := 305 \text{ in}^4$	Inercia, eje y
$h_c := 18 \text{ in}$	Altura libre del alma
$J_c := 8.98 \text{ in}^4$	Constante torsional del miembro
$Z_{xc} := 307 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje x
$Z_{yc} := 75.6 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje y



Revisión del pandeo local de la columna (Esbeltez)

Chequeo del ala

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} \leq 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad \text{"El ala es compacta"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"El ala no es compacta"} \end{array} \right\| = \text{"El ala es compacta"} \quad \text{Tabla B4.1a AISC 360-16}$$

Chequeo del alma

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_c}{t_{wc}} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad \text{"El alma es compacta"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"El alma es No compacta"} \end{array} \right\| = \text{"El alma es compacta"} \quad \text{Tabla B4.1b AISC 360-16}$$

Revisión de la columna por Flexión

Longitudes características

$$d_b := 11.9 \text{ in} \quad H := 15 \text{ ft}$$

Longitud no arriostrada

$$F_{yc} := F_{yb}$$

$$L_b := H - d_b = 14.008 \text{ ft}$$

Límite de longitud de comportamiento plástico respecto al eje fuerte

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 10.314 \text{ ft} \quad (\text{F2-5}) \text{ AISC 360-16}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$c := 1 \quad (\text{F2-8a}) \text{ AISC 360-16}$$

$$r_{ta} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 3.404 \text{ in} \quad (\text{F2-7}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ta} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}} + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yc}}{E}\right)^2} \quad (\text{F2-6}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 32.735 \text{ ft}$$



Momento Plástico

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_{yc} = 1279166.667 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$$M_{u,c1} := 12734.55 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_A := 3183.63 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad M_B := 6367.26 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad M_C := 9550.89 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Factor de modificación de momento Cb (F1-1) AISC 360-16

$$C_b := 12.5 \cdot \frac{M_{u,c1}}{2.5 \cdot M_{u,c1} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.667$$

Control

if $L_b \leq L_p$ "Fluencia" else if $L_p < L_b \leq L_r$ "Pandeo Lateral-Torsional" else "Pandeo Lateral-Torsional"	= "Pandeo Lateral-Torsional" F2 AISC 360-16
--	--

$$M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_c) := \left| \begin{array}{l} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad M_n \leftarrow F_{yc} \cdot Z_{xc} \\ \text{else if } L_p < L_b \leq L_r \\ \quad M_n \leftarrow C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yc} \cdot S_{xc}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \\ \quad \text{if } M_n > M_p \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_p \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_n \\ \text{else} \\ \quad F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{bx}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{xc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{bx}} \right)^2} \\ \quad M_n \leftarrow F_{cr} \cdot S_{xc} \\ \quad \text{if } M_n > M_p \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_p \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_n \end{array} \right|$$

$$M_{n33} := M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_c) = 1279166.667 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Resistencia nominal a flexión eje fuerte F1 AISC 360-16



$$\phi_b := 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_{n33} = 1151250 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad S_{yc} := 49.2 \text{ in}^3$$

Resistencia nominal a flexión eje debil

$$M_{n22} := F_{yc} \cdot Z_{yc} \quad \text{F1 AISC 360-16}$$

$$\phi_b := 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_{n22} = 283500 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$K_y := 1$$

$$K_x := 1$$

Resistencia a compresión

$$L_{xc} := H - d_b = 14.008 \text{ ft} \quad \text{Longitud libre de la columna en X}$$

$$L_{yc} := H - d_b = 14.008 \text{ ft} \quad \text{Longitud libre de la columna en Y}$$

$$L_{cx} := K_x \cdot L_{xc} \quad \text{E2 AISC 360-16}$$

$$L_{cy} := K_y \cdot L_{yc} \quad \text{E2 AISC 360-16}$$

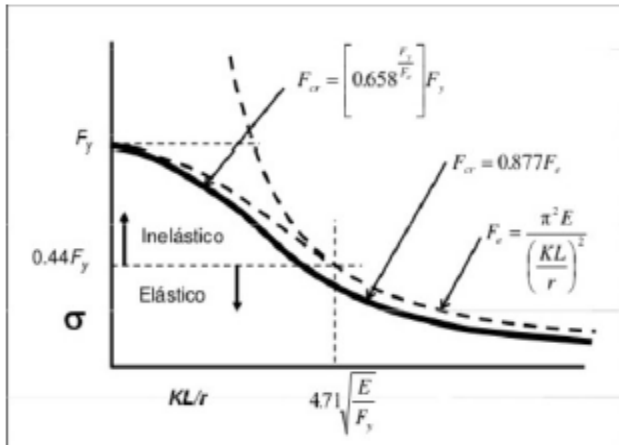
$$\frac{L_{cx}}{r_{xc}} = 18.493 \quad \text{Esbeltez de la columna en dirección X}$$

$$\frac{L_{cy}}{r_{yc}} = 57.568 \quad \text{Esbeltez de la columna en dirección Y}$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{xc}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{yc}}{r_{yc}}\right) = 57.568 \quad \text{Esbeltez máxima de la columna}$$

$$E_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 113.432$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Pandeo inelástico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Pandeo elástico"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Pandeo inelástico"} \quad \text{E3 AISC 360-16}$$



Tensión por pandeo elástico

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{(E_{max})^2} = 12436280.569 \frac{lb}{ft^2} \quad (E3-4) \text{ AISC 360-16}$$

$$Tension_critica(E_{max}) := \begin{cases} \text{if } E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow \left(0.658 \frac{F_y}{F_{yc}}\right) \cdot F_{yc} \\ \end{array} \right\| & (E3-2) \text{ AISC 360-16} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \\ \end{array} \right\| & (E3-3) \text{ AISC 360-16} \end{cases}$$

$$F_{cr} := Tension_critica(E_{max}) = 27588619.419 \frac{kg}{m^2}$$

$$\phi_c := 0.90 \quad E1 \text{ AISC 360-16}$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_{n1} := F_{cr} \cdot A_c = 1408724.635 \text{ lb} \quad (E3-1) \text{ AISC 360-16}$$

Resistencia nominal a compresión minorada

$$\phi_c \cdot P_{n1} = (1.268 \cdot 10^6) \text{ lb}$$

Revisión a Flexo-compresión

$$\phi_c \cdot P_{n1} = 1267852.172 \text{ lb} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi_b \cdot M_{n33} = 1151250 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{Resistencia flexión Eje Fuerte}$$

$$\phi_b \cdot M_{n22} = 283500 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{Resistencia flexión Eje Debil}$$



Combinacion critica 1.2D+1.6L+0.5Lr

$P_u := 900616.01 \text{ lb}$ $M_{u33} := 12734.55 \text{ lb}\cdot\text{ft}$ $M_{u22} := 4.45 \text{ lb}\cdot\text{ft}$

$\text{if } \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_{n1}} \geq 0.2$	= "Cumple"
$\text{Int} \leftarrow \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u33}}{\phi_b \cdot M_{n33}} \right) + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u22}}{\phi_b \cdot M_{n22}} \right)$	(H1-1a) AISC 360-16
$\text{if } \text{Int} \leq 1$	"Cumple"
else	"No cumple"
else	
$\text{Int} \leftarrow \frac{P_u}{2 \cdot \phi_b \cdot P_{n1}} + \left(\frac{M_{u33}}{\phi_b \cdot M_{n33}} \right) + \left(\frac{M_{u22}}{\phi_b \cdot M_{n22}} \right)$	(H1-1b) AISC 360-16
$\text{if } \text{Int} \leq 1$	"Cumple"
else	"No cumple"

$$\frac{P_u}{\phi_b \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u33}}{\phi_b \cdot M_{n33}} \right) + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u22}}{\phi_b \cdot M_{n22}} \right) = 0.720194$$

DISEÑO A CORTANTE

G AISC 360-16

$A_w := d_b \cdot t_{wc} = 7.14 \text{ in}^2$

$h := d_b - 2 t_{fc} = 9.98 \text{ in}$

$k_v := 5.34$

(G2-5) AISC 360-16

$\text{if } \frac{h}{t_{wc}} \leq 1.1 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_{yb}}}$	= 1
$c_v \leftarrow 1$	(G2-3) AISC 360-16
else	
$c_v \leftarrow 1.1 \cdot \frac{\sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_{yb}}}}{\frac{h}{t_{wc}}}$	



$$\phi_{vc} := 0.9$$

$$c_v := 1$$

(G2-3) AISC 360-16

$$V_n := 0.6 F_{yb} \cdot A_w \cdot c_v = 214200 \text{ lb}$$

(G2-1) AISC 360-16

$$V_u := 982.73 \text{ lb}$$

$$\phi_{vb} := 1$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{V_u}{\phi_{vc} \cdot V_n} \leq 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Viga

Propiedades de los materiales. ASTM A992

$$F_{yb} := 50000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad \text{Tensión cedente del material}$$

$$R_y := 1.1 \quad \text{Factor de sobrerresistencia de fluencia}$$

$$R_t := 1.1 \quad \text{Factor de sobrerresistencia de tensión}$$

$$E := 29000000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

Propiedades de la viga **W12x40**

$$d_b := 11.7 \text{ in} \quad \text{Peralte del perfil}$$

$$T_b := 9.25 \text{ in} \quad \text{Distancia libre entre alas menos el filete de cada ala}$$

$$b_{fb} := 8.010 \text{ in} \quad \text{Ancho del ala}$$

$$t_{fb} := 0.515 \text{ in} \quad \text{Espesor del ala}$$

$$t_{wb} := 0.295 \text{ in} \quad \text{Espesor del alma}$$

$$A_b := 11.7 \text{ in}^2 \quad \text{Área bruta}$$

$$r_{xb} := 5.13 \text{ in} \quad \text{Radio giro, eje x}$$

$$r_{yb} := 1.94 \text{ in} \quad \text{Radio giro, eje y}$$



$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 11.185 \text{ in}$ Distancia entre centroides de alas

$S_{xb} := 51.5 \text{ in}^3$ Módulo elástico, eje x

$I_{xb} := 307 \text{ in}^4$ Inercia, eje x

$I_{yb} := 44.1 \text{ in}^4$ Inercia, eje y

$h_b := 9.25 \text{ in}$ Altura libre del alma

$J_b := 0.91 \text{ in}^4$ Constante torsional del miembro

$Z_{xb} := 57 \text{ in}^3$ Módulo plástico, eje x

$Z_{yb} := 16.8 \text{ in}^3$ Módulo plástico, eje y

Revisión del pandeo local de la viga (Esbeltz)

Chequeo del ala

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad \text{"El ala es compacta"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"El ala no es compacta"} \end{array} \right\} = \text{"El ala es compacta"}$$

Tabla B4.1a AISC 360-16

Chequeo del alma

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_b}{t_{wb}} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad \text{"El alma es compacta"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"El alma es No compacta"} \end{array} \right\} = \text{"El alma es compacta"}$$

Tabla B4.1b AISC 360-16

Diseño a flexión

$L_b := 18.9792 \text{ ft} - 0.9042 \text{ ft} = 18.075 \text{ ft}$

Límite de longitud de comportamiento plástico

$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 6.852 \text{ ft}$ (F2-5) AISC 360-16

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$c := 1$ (F2-8a) AISC 360-16

$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 2.188 \text{ in}$ (F2-7) AISC 360-16



$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{zb} \cdot h_{zb}}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{zb} \cdot h_{zb}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2} \quad (F2-6) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 21.027 \text{ ft}$$

Momento Plástico

$$M_p := Z_{zb} \cdot F_{yb} = 237500 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (F2-1) \text{ AISC 360-16}$$

$$M_{u,V1} := 109239.49 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_A := 75073.18 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad M_B := 109233.63 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad M_C := 75502.23 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Factor de modificación de momento (F1-1) AISC 360-16

$$C_b := 12.5 \cdot \frac{M_{u,V1}}{2.5 \cdot M_{u,V1} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.175$$

Control

if $L_b \leq L_p$ "Fluencia" else if $L_p < L_b \leq L_r$ "Pandeo Lateral-Torsional inelastico" else "Pandeo Lateral-Torsional elastico"	= "Pandeo Lateral-Torsional inelastico" F2 AISC 360-16
---	--

$$M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_b) := \left| \begin{array}{l} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad M_n \leftarrow F_{yb} \cdot Z_{zb} \\ \text{else if } L_p < L_b \leq L_r \\ \quad M_n \leftarrow C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{zb}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \\ \quad \text{if } M_n > M_p \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_p \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_n \\ \text{else} \\ \quad F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{zb} \cdot h_{zb}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \\ \quad M_n \leftarrow F_{cr} \cdot S_{zb} \\ \quad \text{if } M_n > M_p \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_p \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad M_n \leftarrow M_n \end{array} \right|$$

$$M_n := M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_b) = 197920.035 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$



$$\phi_b := 0.9$$

F1 AISC 360-16

Resistencia minorada nominal a flexión

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_u V_1}{\phi_b \cdot M_n} \leq 1 \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 178128.031 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Demanda-capacidad

H1.1 AISC 360-16

$$\frac{M_u V_1}{\phi_b \cdot M_n} = 0.613$$

Diseño a cortante

$$A_w := d_b \cdot t_{wb} = 3.452 \text{ in}^2$$

$$h := d_b - 2 t_{fb} = 10.67 \text{ in}$$

$$k_v := 5.34 \quad c_v := 1$$

(G2-5) AISC 360-16

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{t_{wb}} \leq 1.1 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad c_v \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ \quad c_v \leftarrow 1.1 \cdot \frac{\sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_{yb}}}}{\frac{h}{t_{wb}}} \end{array} \right\| = 1$$

(G2-3) AISC 360-16

$$V_n := 0.6 F_{yb} \cdot A_w \cdot c_v = 103545 \text{ lb}$$

$$c_v := 1$$

(G2-3) AISC 360-16

$$V_u := 19156.07 \text{ lb}$$

(G2-1) AISC 360-16

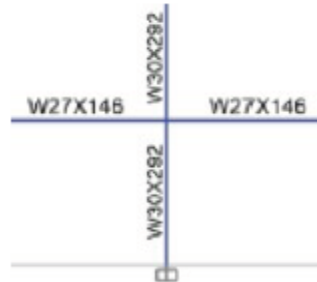
$$\phi_{vb} := 1$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{V_u}{\phi_{vb} \cdot V_n} \leq 1 \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

8.2. Diseño por Capacidad: Enfoque Local

Geometría del pórtico

$L := 20 \text{ ft}$	Longitud de vigas de análisis
$h_1 := 15 \text{ ft}$	Altura columna piso 1
$h_2 := 13 \text{ ft}$	Altura columna piso 2
$n_{pisos} := 8$	



Propiedades de los materiales. ASTM A992

$F_y := 50000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	Tensión cedente del material	
$R_y := 1.1$	Factor de sobrerresistencia de fluencia	Tabla A3.1 AISC 341-16
$R_t := 1.1$	Factor de sobrerresistencia de tensión	Tabla A3.1 AISC 341-16
$E := 29000000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	Módulo de elasticidad	

Propiedades de la viga **W27x146**

$d_b := 27.40 \text{ in}$	Peralte del perfil
$T_b := 23.625 \text{ in}$	Distancia libre entre alas menos el filete de cada ala
$b_{fb} := 14.00 \text{ in}$	Ancho del ala
$t_{fb} := 0.975 \text{ in}$	Espesor del ala
$t_{wb} := 0.605 \text{ in}$	Espesor del alma
$A_b := 43.10 \text{ in}^2$	Área bruta
$r_{xb} := 11.50 \text{ in}$	Radio giro, eje x
$r_{yb} := 3.20 \text{ in}$	Radio giro, eje y
$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 26.425 \text{ in}$	Distancia entre centroides de alas
$S_{xb} := 414 \text{ in}^3$	Módulo elástico, eje x



$I_{xb} := 5660 \text{ in}^4$	Inercia, eje x
$I_{yb} := 443 \text{ in}^4$	Inercia, eje y
$h_b := 23.625 \text{ in}$	Altura libre del alma
$J_b := 11.30 \text{ in}^4$	Constante torsional del miembro
$Z_{xb} := 464 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje x
$Z_{yb} := 97.70 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje y

Propiedades de la columna W30x292

$d_c := 32 \text{ in}$	Peralte del perfil
$T_c := 26.5 \text{ in}$	Distancia libre entre alas menos el filete de cada ala
$b_{fc} := 15.3 \text{ in}$	Ancho del ala
$t_{fc} := 1.85 \text{ in}$	Espesor del ala
$t_{wc} := 1.02 \text{ in}$	Espesor del alma
$A_c := 85.90 \text{ in}^2$	Área bruta
$r_{xc} := 13.20 \text{ in}$	Radio giro, eje x
$r_{yc} := 3.58 \text{ in}$	Radio giro, eje y
$h_{oc} := d_c - t_{fc} = 30.15 \text{ in}$	Distancia entre centroides de alas
$S_{xc} := 930 \text{ in}^3$	Módulo elástico, eje x
$I_{xc} := 14900 \text{ in}^4$	Inercia, eje x
$I_{yc} := 1100 \text{ in}^4$	Inercia, eje y
$h_c := 26.5 \text{ in}$	Altura libre del alma
$J_c := 75.20 \text{ in}^4$	Constante torsional del miembro
$Z_{xc} := 1060 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje x



$$Z_{yc} := 223 \text{ in}^3$$

Módulo plástico, eje y

$$k_c := 2.64 \text{ in}$$

Espesor del ala con curvatura

Factores sísmicos

$$S_{DS} := 1$$

Aceleración espectral de diseño para períodos cortos

$$\rho := 1$$

Factor de redundancia

Fuerza axial y momento por caso de carga en columnas 1 y 2

Columna 1 (inferior)

$$P_{cpC1} := 259561.76 \text{ lb}$$

$$P_{cvC1} := 76136.30 \text{ lb}$$

$$P_{SHC1} := 19597.01 \text{ lb}$$

Sentido X

$$M_{cpC1} := 1435.82 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC1} := 467.47 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC1} := 1053923.48 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Sentido Y

$$M_{cpC1_Y} := 1174.87 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC1_Y} := 626.73 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC1_Y} := 68658.29 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Columna 2 (superior)

$$P_{cpC2} := 226146.11 \text{ lb}$$

$$P_{cvC2} := 65737.60 \text{ lb}$$

$$P_{SHC2} := 19564.81 \text{ lb}$$

Sentido X

$$M_{cpC2} := 6420.31 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC2} := 2094.39 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC2} := 636309.40 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Sentido Y

$$M_{cpC2_Y} := 3645.49 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC2_Y} := 1943.94 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC2_Y} := 4188.77 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Fuerza axial y momentos mayorados en la columna 1 (inferior)

Carga axial

$$P_{u1_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC1} + P_{cvC1} + \rho \cdot P_{SHC1} = 459119.774 \text{ lb}$$

$$P_{u2_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC1} + \rho \cdot P_{SHC1} = 201290.242 \text{ lb}$$



Momento Sentido X

$$M_{u1_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1} + M_{cvC1} + \rho \cdot M_{SHC1} = 1056401.098 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1} + \rho \cdot M_{SHC1} = 1054928.554 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento Sentido Y

$$M_{u1_C1Y} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1_Y} + M_{cvC1_Y} + \rho \cdot M_{SHC1_Y} = 70929.838 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C1Y} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1_Y} + \rho \cdot M_{SHC1_Y} = 69480.699 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Fuerza axial y momentos mayorados en la columna 2 (superior)

Carga axial

$$P_{u1_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC2} + P_{cvC2} + \rho \cdot P_{SHC2} = 401906.964 \text{ lb}$$

$$P_{u2_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC2} + \rho \cdot P_{SHC2} = 177867.087 \text{ lb}$$

Momento Sentido X

$$M_{u1_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2} + M_{cvC2} + \rho \cdot M_{SHC2} = 647392.224 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2} + \rho \cdot M_{SHC2} = 640803.617 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento Sentido Y

$$M_{u1_C2Y} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2_Y} + M_{cvC2_Y} + \rho \cdot M_{SHC2_Y} = 11236.396 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C2Y} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2_Y} + \rho \cdot M_{SHC2_Y} = 6740.613 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

1. Diseño de columna inferior

Revisión del pandeo local

Chequeo del ala

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“El ala es compacta”} \\ \text{else} \\ \text{“El ala es No compacta”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“El ala es compacta”} \quad \begin{array}{l} \text{Tabla D1.1 AISC 341-16} \\ \text{F3.2 AISC 360-16} \end{array}$$



Chequeo del alma

$$P_{uc_max} := \max(P_{u1_C1}, P_{u2_C1}) = 459119.774 \text{ lb}$$

$$P_{tc} := A_c \cdot F_y = 4295000 \text{ lb}$$

J10.6 AISC 360-16

$$\phi_c := 0.90$$

E1 AISC 360-16

$$\frac{P_{uc_max}}{\phi_c \cdot P_{tc}} = 0.119$$

$$\left\| \begin{array}{l} C_a \leftarrow \frac{P_{uc_max}}{\phi_c \cdot P_{tc}} \\ \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a) \\ \text{if } \lambda_{ps} \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow \lambda_{ps} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. = 51.755$$

Tabla D1.1 AISC 341-16

$$\lambda_{alma_max} := 51.755$$

$$\lambda := \frac{h_c}{t_{wc}} = 25.98$$

F4.2 AISC 360-16

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_{alma_max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"El alma es compacto"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"El alma es No compacto"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{"El alma es compacto"}$$

Por lo tanto, la sección es altamente dúctil



Diseño a compresión

Factor de longitud efectiva

$$K := 1$$

C3, E2 AISC 360-16

$$h_{1n} := h_1 - d_b = 12.717 \text{ ft} \quad \text{Altura libre de la columna}$$

$$L_c := K \cdot h_{1n} = 152.6 \text{ in}$$

E2 AISC 360-16

$$\frac{L_c}{r_{xc}} = 11.561$$

Esbeltez de la columna en dirección X

E2 AISC 360-16

$$\frac{L_c}{r_{yc}} = 42.626$$

Esbeltez de la columna en dirección Y

E2 AISC 360-16

$$E_{max} := \max\left(\frac{L_c}{r_{xc}}, \frac{L_c}{r_{yc}}\right)$$

Esbeltez máxima de la columna

$$E_{max} = 42.626$$

Para sistemas sin elementos esbeltos, los estados límite son (TABLA NOTA E1.1 AISC 360-16): pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorsional.

Cuando los elementos no son esbeltos y son doblemente simétricos, el pandeo global a flexión es el modo de falla más probable antes de alcanzar la carga de aplastamiento.

Pandeo por flexión

$$E_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$$

E3 AISC 360-16

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Pandeo inelástico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Pandeo elástico"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Pandeo inelástico"}$$

E3 AISC 360-16

Tensión por pandeo elástico

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{(E_{max})^2} = 22683873.747 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

(E3-4) AISC 360-16



$$Tension_critica(E_{max}) := \begin{cases} \text{if } E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow \left(0.658 \frac{F_y}{F_c}\right) \cdot F_y \\ \text{else} \\ F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \end{array} \right. \end{cases}$$

(E3-2) AISC 360-16

(E3-3) AISC 360-16

$$F_{cr} := Tension_critica(E_{max}) = 6304291.492 \frac{lb}{ft^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 3760684.994 \text{ lb}$$

(E3-1) AISC 360-16

$$P_n := R_y \cdot P_n = 4136753.493 \text{ lb}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 3723078.144 \text{ lb} \quad \text{Capacidad a compresión}$$

$$\phi_c \cdot P_{tc} = 3865500 \text{ lb} \quad \text{Capacidad a tensión}$$

Control

$$\begin{cases} \text{if } P_{uc_max} \leq \phi_c \cdot P_n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Diseño a Flexión

F2 AISC 360-16

Longitudes características

Longitud no arriostrada

$$L_b := h_{1n} = 12.717 \text{ ft}$$

Límite de longitud de comportamiento plástico

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.645 \text{ ft} \quad \text{(F2-5) AISC 360-16}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$c := 1$$

(F2-8a) AISC 360-16



$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 4.223 \text{ in} \quad (\text{F2-7}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 46.917 \text{ ft}$$

Momento Plástico

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_y = 4416666.667 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$C_b := 1.00$ Factor de modificación de momento asumido de forma conservadora (F1-1) AISC 360-16

Control

if $L_b \leq L_p$ "Fluencia" else if $L_p < L_b \leq L_r$ "Pandeo Lateral-Torsional Inelástico" else "Pandeo Lateral-Torsional Elástico"	= "Pandeo Lateral-Torsional Inelástico" F2 AISC 360-16
---	--

$M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_c) :=$ if $L_b \leq L_p$ $M_n \leftarrow F_y \cdot Z_{xc}$ else if $L_p < L_b \leq L_r$ $M_n \leftarrow C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{xc}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$ if $M_n > M_p$ $M_n \leftarrow M_p$ else $M_n \leftarrow M_n$ else $F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$ $M_n \leftarrow F_{cr} \cdot S_{xc}$ if $M_n > M_p$ $M_n \leftarrow M_p$ else $M_n \leftarrow M_n$	(F2-1) AISC 360-16 (F2-2) AISC 360-16 (F2-4) AISC 360-16 (F2-3) AISC 360-16
---	--



$$M_n := M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_c) = 4413116.991 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Resistencia nominal a flexión

$$\phi_b := 0.90$$

F1 AISC 360-16

$$M_{cx} := \phi_b \cdot M_n = 3971805.292 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Capacidad a flexión en el eje fuerte

$$M_{cy} := \phi_b \cdot F_y \cdot Z_{yc} = 836250 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Capacidad a flexión en el eje débil

$$M_{uc_max} := \max(M_{u1_C1}, M_{u2_C1}) = 1056401.098 \text{ ft} \cdot \text{lb}$$

$$M_{uc_maxY} := \max(M_{u1_C1Y}, M_{u2_C1Y}) = 70929.838 \text{ ft} \cdot \text{lb}$$

Control Sentido X

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{uc_max} \leq M_{cx} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Control Sentido Y

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{uc_maxY} \leq M_{cy} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Diseño a Flexo-Compresión

H1.1 AISC 360-16

$$P_r := P_{uc_max} = 459119.774 \text{ lb}$$

$$M_{rx} := \max(M_{u1_C1}, M_{u2_C1}) = 1056401.098 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$P_c := \phi_c \cdot P_n = 3723078.144 \text{ lb}$$

$$M_{ry} := \max(M_{u1_C1Y}, M_{u2_C1Y}) = 70929.838 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.123$$



$$\begin{aligned}
 \text{Interaccion } (P_r, P_c) := & \text{ if } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \\
 & \left\| \begin{aligned} & \text{Int} \leftarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \\ & \text{if } \text{Int} \leq 1 \\ & \quad \left\| \text{“Cumple”} \right. \\ & \quad \text{else} \\ & \quad \quad \left\| \text{“No cumple”} \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \text{Int} \leftarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \\ & \quad \text{if } \text{Int} \leq 1 \\ & \quad \quad \left\| \text{“Cumple”} \right. \\ & \quad \quad \text{else} \\ & \quad \quad \quad \left\| \text{“No cumple”} \right. \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

(H1-1a)
AISC 360-16

(H1-1b)
AISC 360-16

Verificacion := Interaccion (P_r, P_c) = “Cumple”

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.412$$

Diseño a Cortante

G2.1 AISC 360-16

$h := T_c = 26.5 \text{ in}$

$$\left\| \begin{aligned} & \text{if } \frac{h}{t_{wc}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ & \quad \left\| \text{“Aplicar criterio (a)”} \right. \\ & \quad \text{else} \\ & \quad \quad \left\| \text{“Aplicar criterio (b)”} \right. \end{aligned} \right. = \text{“Aplicar criterio (a)”}$$

(a) $C_v := 1 \quad \phi_v := 1$

(G2-2) AISC 360-16

$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$

(G2-1) AISC 360-16

$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot C_v = 979200 \text{ lb}$

$\phi_v \cdot V_n = 979200 \text{ lb}$



$$V_u := 93834.49 \text{ lb}$$

Obtenido de Etabs

Verificación

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_v \cdot V_n \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$

$$\frac{V_u}{\phi_b \cdot V_n} = 0.106$$

Relación Demanda/Capacidad

2. Diseño de viga

Momentos últimos en la viga 1 (izquierda)

$$Combo = (1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \rho E + L$$

$$M_{u,V1} := 474318.14 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$V_{u,V1} := 66226.02 \text{ lb}$$

Momentos últimos en la viga 2 (derecha)

$$Combo = (1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \rho E + L$$

$$M_{u,V2} := 465648.52 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$V_{u,V2} := 63768.34 \text{ lb}$$

Dimensiones preliminares de corte RBS

$$0.5 \cdot b_{fb} = 7 \text{ in}$$

$$0.75 \cdot b_{fb} = 10.5 \text{ in}$$

$$a := 0.625 \cdot b_{fb} = 8.75 \text{ in}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot b_{fb} \leq a \leq 0.75 \cdot b_{fb} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$

(5.8-1) AISC 358-16

$$0.65 \cdot d_b = 17.81 \text{ in}$$

$$0.85 \cdot d_b = 23.29 \text{ in}$$

$$b := 0.75 \cdot d_b = 20.55 \text{ in}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0.65 \cdot d_b \leq b \leq 0.85 \cdot d_b \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$

(5.8-2) AISC 358-16



$$0.1 \cdot b_{fb} = 1.4 \text{ in}$$

$$0.25 \cdot b_{fb} = 3.5 \text{ in}$$

$$c := 0.25 \cdot b_{fb} = 3.5 \text{ in}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.1 \cdot b_{fb} \leq c \leq 0.25 \cdot b_{fb} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"Cumple"} \quad (5.8-3) \text{ AISC 358-16}$$

Revisión del pandeo local

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c} = 16.832 \text{ in} \quad 5.3.1 \text{ AISC 358-16}$$

$$b_{f_RBS} := 2 \cdot (R - c) + b_{fb} - 2 \cdot \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}} = 9.914 \text{ in} \quad \text{NEC - GUÍA DE DISEÑO 3}$$

Chequeo del ala

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{f_RBS}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"El ala es compacta"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"El ala es No compacta"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"El ala es compacta"} \quad \begin{array}{l} \text{Tabla D1.1} \\ \text{AISC 341-16} \\ \text{F3.2 AISC 360-16} \end{array}$$

Chequeo del alma

$$C_a := 0 \quad \text{Se considera cero porque la viga no soporta fuerzas axiales}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a) \\ \text{if } \lambda_{ps} \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow \lambda_{ps} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = 59.013 \quad \begin{array}{l} \text{Tabla D1.1} \\ \text{AISC 341-16} \end{array}$$



$$\lambda_{alma_max} := 59.013$$

$$\lambda := \frac{h_b}{t_{wb}} = 39.05$$

F4.2 AISC 360-16

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_{alma_max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"El alma es compacto"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"El alma es No compacto"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"El alma es compacto"}$$

Por lo tanto, la sección es altamente dúctil

Espaciamiento del arriostamiento lateral

$$L_{b_max} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 13.358 \text{ ft}$$

D1.2b AISC 341-16

El hormigón compuesto con la placa colaborante de acero provee arriostamiento lateral al patín superior a lo largo del vano; sin embargo, el patín inferior debe ser arriostado, por lo que se adopta un arriostamiento lateral cada:

$$N_{la} := 2 \quad \text{Número de soportes laterales}$$

$$L_b := \frac{L}{N_{la} + 1} = 6.667 \text{ ft} \quad \text{Longitud no arriestrada}$$

$$L_{b_construccion} := 7 \text{ ft}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } L_b \leq L_{b_max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se excede la separación máxima"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Diseño a Flexión

F2 AISC 360-16

Longitudes características

Longitud no arriestrada

$$L_b = 6.667 \text{ ft}$$



Límite de longitud de comportamiento plástico

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.303 \text{ ft} \quad (\text{F2-5}) \text{ AISC 360-16}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$c' := 1 \quad (\text{F2-8a}) \text{ AISC 360-16}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 3.76 \text{ in} \quad (\text{F2-7}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c'}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c'}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 33.338 \text{ ft}$$

Momento Plástico

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_y = 1933333.333 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$$C_b := 1.00 \quad \text{Factor de modificación de momento asumido de forma conservadora} \quad (\text{F1-1}) \text{ AISC 360-16}$$

Control

if $L_b \leq L_p$ "Fluencia" else if $L_p < L_b \leq L_r$ "Pandeo Lateral–Torsional Inelástico" else "Pandeo Lateral–Torsional Elástico"	= "Fluencia"	F2 AISC 360-16
---	--------------	----------------

$$\begin{aligned}
 M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_b) := & \begin{cases} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad \parallel M_n \leftarrow F_y \cdot Z_{zb} & \text{(F2-1) AISC 360-16} \\ \text{else if } L_p < L_b \leq L_r \\ \quad \parallel M_n \leftarrow C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{zb}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) & \text{(F2-2) AISC 360-16} \\ \quad \parallel \text{if } M_n > M_p \\ \quad \quad \parallel M_n \leftarrow M_p \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \quad \parallel M_n \leftarrow M_n \\ \text{else} \\ \quad \parallel F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{zb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} & \text{(F2-4) AISC 360-16} \\ \quad \parallel M_n \leftarrow F_{cr} \cdot S_{zc} & \text{(F2-3) AISC 360-16} \\ \quad \parallel \text{if } M_n > M_p \\ \quad \quad \parallel M_n \leftarrow M_p \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \quad \parallel M_n \leftarrow M_n \end{cases}
 \end{aligned}$$

$$M_n := M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_b) = 1933333.333 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Módulo de sección plástico en el centro de corte de RBS

$$Z_{RBS} := Z_{zb} - 2 \cdot c \cdot t_{fb} \cdot (d_b - t_{fb}) = 283.649 \text{ in}^3$$

Resistencia requerida en el centro de corte de RBS

$$M_{n_RBS} := F_y \cdot Z_{RBS} = 1181872.396 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b := 0.90$$

F1 AISC 360-16

$$\phi_b \cdot M_{n_RBS} = 1063685.156 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Control

En el centro de corte de RBS

$$\begin{aligned}
 & \parallel \text{if } \phi_b \cdot M_{n_RBS} \geq \max(M_{u_V1}, M_{u_V2}) \parallel = \text{“Cumple”} \\
 & \parallel \parallel \text{“Cumple”} \\
 & \parallel \parallel \text{else} \\
 & \parallel \parallel \text{“No cumple”}
 \end{aligned}$$



Por lo tanto, el perfil soporta la flexión provocada en la cara de la columna y en el centro de corte de RBS por las cargas actuantes en la estructura.

Diseño a Cortante

G2.1 AISC 360-16

$$h := T_b$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{t_{wb}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Aplicar criterio (a)"} \\ \text{else} \\ \text{"Aplicar criterio (b)"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Aplicar criterio (a)"}$$

$$(a) \quad C_v := 1 \quad \phi_v := 1$$

(G2-2) AISC 360-16

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

(G2-1) AISC 360-16

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot d_b \cdot t_{wb} \cdot C_v = 497310 \text{ lb}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 497310 \text{ lb}$$

Verificación

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \max(V_{u_{V1}}, V_{u_{V2}}) \leq \phi_v \cdot V_n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

3. Diseño de conexión

$$W_D := 1398.27 \frac{lb}{ft}$$

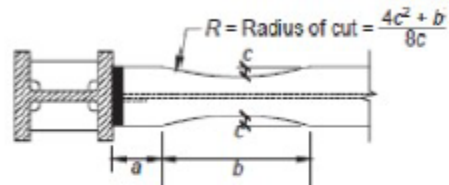
$$W_L := 500.71 \frac{lb}{ft}$$

Obtenido de Etabs

$$L_n := L - d_c = 17.333 \text{ ft}$$

Luz libre

$$\text{Peralte} := d_b = 2.283 \text{ ft}$$



Límite de precalificación

5.3.1 AISC 341-16

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_n}{\text{Peralte}} > 7 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{"Cumple límite de precalificación"} \\ \text{else} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{"No cumple límite de precalificación"} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"Cumple límite de precalificación"}$$

Paso 1. Valores de corte RBS

$$a = 8.75 \text{ in}$$

$$b = 20.55 \text{ in}$$

$$c = 3.5 \text{ in}$$

Paso 2. Módulo de sección plástico en centro de RBS

$$Z_{RBS} = 283.649 \text{ in}^3$$

Paso 3. Máximo momento probable en centro de RBS

$$F_u := R_y \cdot F_y = 7920000 \frac{lb}{ft^2}$$

A3.2 AISC 341-16

$$F_u := R_t \cdot F_u = 8712000 \frac{lb}{ft^2}$$

A3.2 AISC 341-16



$$C_{pr}(F_y, F_u) := \begin{cases} C_{pr} \leftarrow \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} & \text{if } C_{pr} \leq 1.2 \\ C_{pr} \leftarrow C_{pr} & \text{else} \\ C_{pr} \leftarrow 1.2 & \end{cases} \quad (2.4-2) \text{ AISC 358-16}$$

$$C_{pr} := C_{pr}(F_y, F_u) = 1.105$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{RBS} = 1436565.897 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-5) \text{ AISC 341-16}$$

Paso 4. Máximo momento probable en centro de RBS

$$f_1 := 0.5 \quad S := 0 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} \quad \text{Carga de nieve} \quad \begin{matrix} 5.8 \text{ Step 4} \\ \text{AISC 358-16} \end{matrix}$$

$$w_u := 1.2 \cdot W_D + f_1 \cdot W_L + 0.2 \cdot S = 1928.279 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

Distancia entre línea central de RBS y la cara de la columna

$$S_h := a + \frac{b}{2} = 1.585 \text{ ft} \quad \begin{matrix} \text{Fig. 5.2} \\ \text{AISC 358-16} \end{matrix}$$

Distancia entre centros de corte de RBS

$$L_h := L - 2 \cdot \frac{d_c}{2} - 2 \cdot S_h = 14.163 \text{ ft}$$

Para las cargas gravitacionales, se ha escogido el valor de w_u de la viga que genera las mayores solicitaciones, de forma conservadora.

$$V_{RBS} := \left(\frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} \right) + \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 216523.596 \text{ lb}$$

$$V'_{RBS} := \left(\frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} \right) - \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 189214.345 \text{ lb}$$

Paso 5. Máximo momento probable en la cara de la columna

$$M_f := M_{pr} + V_{RBS} \cdot S_h = 1779846.015 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-6) \text{ AISC 358-16}$$

$$M'_f := M_{pr} + V'_{RBS} \cdot S_h = 1736549.473 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$



Paso 6. Momento plástico de la viga basado en el límite de fluencia esperado

$$M_{pe} := R_y \cdot F_y \cdot Z_{xb} = 2126666.667 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-7) \text{ AISC 358-16}$$

Paso 7. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna

$$\phi_d := 1.0 \quad \text{Para estados límites dúctiles} \quad 2.4.1 \text{ AISC 358-16}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi_d \cdot M_{pe} \geq M_f \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Cumple"} \quad (5.8-8) \text{ AISC 358-16}$$

Paso 8. Resistencia requerida a cortante de la viga y conexión viga-columna

$$V_u := V_{RBS} + w_u \cdot S_h = 219580.722 \text{ lb} \quad \text{Se considera el cortante adicional generado por las cargas gravitatorias en el tramo Sh}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 497310 \text{ lb}$$

Control

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_v \cdot V_n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Cumple"} \quad \text{De la viga es menor la capacidad a cortante que la columna, por tanto se elige el menor por seguridad}$$

Paso 9. Columna fuerte-viga débil

$$\alpha_s := 1.0 \quad \text{D1.2a.1 AISC 341-16}$$

$$V_{ub_1} := V_{RBS} = 216523.596 \text{ lb} \quad \text{Cortante esperado en la rótula plástica de la viga 1}$$

$$V_{ub_2} := V_{RBS} = 189214.345 \text{ lb} \quad \text{Cortante esperado en la rótula plástica de la viga 2}$$

$$M_{pr_1} := M_{pr} = 1436565.897 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento esperado en la rótula plástica de la viga 1}$$

$$M_{pr_2} := M_{pr} = 1436565.897 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento esperado en la rótula plástica de la viga 2}$$

$$S_{h_1} := S_h = 1.585 \text{ ft} \quad \text{Distancia a la rótula plástica de la viga 1}$$

$$S_{h_2} := S_h = 1.585 \text{ ft} \quad \text{Distancia a la rótula plástica de la viga 2}$$



$$M_{pb_1} := M_{pr_1} + \alpha_s \cdot V_{ub_1} \cdot (S_{h_1} + 0.5 \cdot d_c) \text{ Momento probable máximo en la viga 1} \quad \text{(E3-3) AISC 341-16}$$

$$M_{pb_1} = 2068544.143 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{pb_2} := M_{pr_2} + \alpha_s \cdot V_{ub_2} \cdot (S_{h_2} + 0.5 \cdot d_c) \text{ Momento probable máximo en la viga 2} \quad \text{(E3-3) AISC 341-16}$$

$$M_{pb_2} = 1988835.266 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento probable máximo total

$$M_{pb_R} := M_{pb_1} + M_{pb_2} = 4057379.409 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento probable máximo en la columna C1 (Se escoge la combinación más desfavorable)

$$M_{pc_1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc_max}}{A_c} \right) \quad \text{(E3-2) AISC 341-16}$$

Momento probable máximo en la columna C1 (Se escoge la combinación más desfavorable)

$$M_{pc_2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc_max}}{A_c} \right) \quad \text{(E3-2) AISC 341-16}$$

Sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas C1 y C2

$$M_{pc_R} := M_{pc_1} + M_{pc_2} = 7889082.343 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Relación de momentos

Verificación

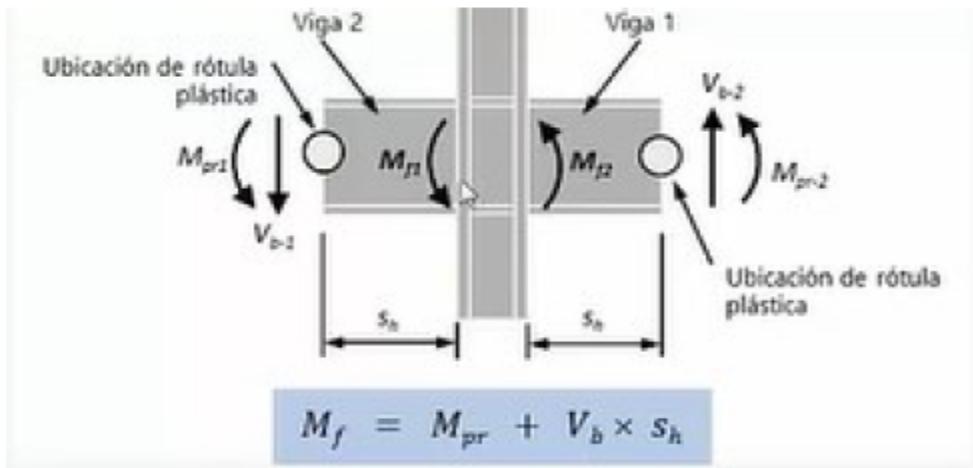
$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} \geq 1 \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{array} \right\| = \text{“Cumple”} \quad \text{(E3-1) AISC 341-16}$$

$$\frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} = 1.944$$

$$\frac{M_{pb_R}}{M_{pc_R}} = 0.514$$

El software Etabs muestra el criterio de columna fuerte-viga débil, aplicando esta relación.

Paso 10. Revisión de la zona del panel



Momento esperado en la cara de la columna de la viga 1

$$M_{f,1} := M_{pr,1} + V_{ub,1} \cdot S_{h,1} = 1779846.015 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-6) \text{ AISC 341-16}$$

Fuerza en la cara de la columna de la viga 1

$$F_{fu,1} := \frac{M_{f,1}}{d_b - t_{fb}} = 808255.523 \text{ lb}$$

Momento esperado en la cara de la columna de la viga 2

$$M_{f,2} := M_{pr,2} + V_{ub,2} \cdot S_{h,2} = 1736549.473 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-6) \text{ AISC 341-16}$$

Fuerza en la cara de la columna de la viga 2

$$F_{fu,2} := \frac{M_{f,2}}{d_b - t_{fb}} = 788593.895 \text{ lb}$$

Se determina el cortante último que actúa en la columna teniendo en cuenta el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas.

$$L_{v1} := h_1 - \frac{d_b}{2} = 13.858 \text{ ft} \quad \text{Longitud libre de columna inferior C1}$$

$$L_{v2} := h_2 - d_b = 10.717 \text{ ft} \quad \text{Longitud libre de columna superior C2}$$

Cortante esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas

$$V_{uc,vigas} := \frac{M_{pb,R}}{\frac{h_1 + h_2}{2}} = 289812.815 \text{ lb}$$



$$M_{pc_1} = 3944541.171 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento resistente en la columna C1

$$V_{uc_1} := \min\left(\frac{2 \cdot M_{pc_1}}{L_{v1}}, V_{uc_vigas}\right) = 289812.815 \text{ lb}$$

Cortante esperado en la columna 1

$$M_{pc_2} = 3944541.171 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento resistente en la columna C2

$$V_{uc_2} := \min\left(\frac{2 \cdot M_{pc_2}}{L_{v2}}, V_{uc_vigas}\right) = 289812.815 \text{ lb}$$

Cortante esperado en la columna 2

Cortante último esperado de las columnas

$$V_{uc} := \min(V_{uc_1}, V_{uc_2}) = 289812.815 \text{ lb}$$

Demanda por corte de la zona del panel

$$R_u := F_{fu_1} + F_{fu_2} - V_{uc} = 1307036.603 \text{ lb}$$

Resistencia de la zona del panel

Criterios:

- 1) No Se considera en el análisis el efecto de la deformación inelástica de la zona del panel en la estabilidad del pórtico
- 2) Se considera en el análisis el efecto de la deformación inelástica de la zona del panel en la estabilidad del pórtico

$$\alpha := 1$$

C2.3 AISC 360-16

$$P_{tc} = 4295000 \text{ lb}$$

$$P_{uc} := P_{uc_max} = 459119.774 \text{ lb}$$

Combinación más desfavorable

$$\text{criterio} := 1$$



<pre> if criterio = 1 if $\alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.4$ $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc}$ else $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right)$ else if $\alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.75$ $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{wc}} \right)$ else $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{wc}} \right) \cdot \left(1.9 - \frac{1.2 \cdot \alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right)$ </pre>	<p>=979200 lb</p> <p>(J10-9) AISC 360-16</p> <p>(J10-10) AISC 360-16</p> <p>(J10-11) AISC 360-16</p> <p>(J10-12) AISC 360-16</p>
--	--

$R_n := 979200 \text{ lb}$

$\phi_v := 1.0$

G2.1 AISC 360-16

Verificación

<pre> if $\phi_v \cdot R_n \geq R_u$ "Cumple" else "Requiere refuerzo" </pre>	<p>= "Requiere refuerzo"</p>
--	------------------------------

Espesor requerido de placas dobles (doubler plates)

$R_{dp} := R_u - \phi_v \cdot R_n = 327836.603 \text{ lb}$

<pre> if $\alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.4$ $t_{db,req} \leftarrow \frac{R_{dp}}{0.60 \cdot F_y \cdot d_c}$ else $t_{db,req} \leftarrow \frac{R_{dp}}{0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right)}$ </pre>	<p>=0.341 in</p> <p>(J10-9) AISC 360-16</p> <p>(J10-10) AISC 360-16</p>
---	---

$t_{dp,req} := 0.341 \text{ in}$

$$t_{dp_requerido} := \frac{t_{dp_req}}{2} = 0.171 \text{ in}$$



Disposición de planchas adosadas al alma

$$t_{dp_adoptado} := \frac{10}{16} \text{ in} \quad \text{Espesor propuesto de cada plancha de refuerzo soldada al alma de la columna}$$

$$t_{doublerplate_min} := \frac{1}{4} \text{ in} \quad \text{E3.6e.3 AISC 341-16}$$

Espesor de la zona del panel

$$t_{total} := t_{wc} + 2 \cdot t_{dp_adoptado} = 2.27 \text{ in}$$

$$d_z := d_b - 2 \cdot t_{fb} \quad \text{E3.6e.2 AISC 341-16}$$

$$w_z := d_c - 2 \cdot t_{fc} \quad \text{E3.6e.2 AISC 341-16}$$

$$t_{min} := \frac{d_z + w_z}{90} = 0.597 \text{ in} \quad \text{(E3-7) AISC 341-16}$$

Control espesor alma de columna

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } t_{wc} \geq t_{min} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{"El espesor es adecuado"} \\ \text{else} \\ \text{"Aumentar el espesor"} \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"El espesor es adecuado"}$$

Control espesor de placa doble individual

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } t_{dp_adoptado} \geq t_{min} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{"El espesor es adecuado"} \\ \text{else} \\ \text{"Aumentar el espesor"} \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"El espesor es adecuado"}$$



Placas de continuidad

Resistencia mínima de la columna para cargas concentradas J10 AISC 360-16

Flexión local del ala

$$\phi_1 := 0.90 \quad \text{J10.1 AISC 360-16}$$

$$R_{v1} := 6.25 \cdot F_y \cdot t_{fc}^2 = 1069531.25 \text{ lb} \quad \text{(J10-1) AISC 360-16}$$

$$\phi_1 \cdot R_{v1} = 962578.125 \text{ lb}$$

Flexión local del alma

$$\phi_2 := 1.00 \quad \text{J10.2 AISC 360-16}$$

$$t_s := 8 \text{ mm} \quad \text{valor asumido}$$

$$l_b := t_{fb} + t_s = 1.29 \text{ in} \quad \text{longitud de apoyo paralela al plano del alma}$$

$$R_{v2} := F_y \cdot t_{total} \cdot (5 \cdot k_c + l_b) = 1644610.531 \text{ lb} \quad \text{(J10-2) AISC 360-16}$$

$$\phi_2 \cdot R_{v2} = 1644610.531 \text{ lb}$$

Aplastamiento del alma

$$\phi_3 := 0.75 \quad \text{J10.3 AISC 360-16}$$

$$Q_f := 1.0 \quad \text{Para secciones de ala ancha} \quad \text{J10.3 AISC 360-16}$$

$$R_{v3} := 0.80 \cdot t_{total}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{total}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_{fc}}{t_{total}}} \cdot Q_f \quad \text{(J10-3) AISC 360-16}$$

$$R_{v3} = 5217837.44 \text{ lb}$$

$$\phi_3 \cdot R_{v3} = 3913378.08 \text{ lb}$$

Pandeo del alma comprimida

$$\phi_4 := 0.90 \quad \text{J10.5 AISC 360-16}$$

$$R_{v4} := \left(\frac{24 \cdot t_{total}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_y}}{h_c} \right) \cdot Q_f = 12756365.093 \text{ lb}$$



$$\phi_4 \cdot R_{v4} = 11480728.584 \text{ lb}$$

Mínima resistencia de la columna ante cargas concentradas

$$\phi R_{v_min} := \min(\phi_1 \cdot R_{v1}, \phi_2 \cdot R_{v2}, \phi_3 \cdot R_{v3}, \phi_4 \cdot R_{v4}) = 962578.125 \text{ lb}$$

Revisión de la demanda/capacidad

$$F_{fu_max} := \max(F_{fu_1}, F_{fu_2}) = 808255.523 \text{ lb}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{F_{fu_max}}{\phi R_{v_min}} \leq 1 \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Colocar placas de continuidad"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

$$t_{lim} := \frac{b_{fb}}{6} = 2.333 \text{ in} \quad \text{(E3-8) AISC 341-16}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } t_{fc} \geq t_{lim} \\ \quad \text{"No se requieren placas de continuidad"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Colocar placas de continuidad"} \end{array} \right\| = \text{"Colocar placas de continuidad"}$$

Ancho de placa de continuidad

$$b_{placa_min} := \frac{b_{fb} - t_{wc}}{2} = 6.49 \text{ in} \quad \text{E3.6f.2 AISC 341-16}$$

$$b_{placa} := \frac{b_{fc} - t_{wc}}{2} = 7.14 \text{ in} \quad \text{Para cubrir todo el ancho de los patines de la columna. Vedría a estar colocado a un solo lado o bien a los dos lados del alma de la columna}$$

$$b_{cp} := 7.15 \text{ in} \quad \text{Adoptado}$$

Espesor de placa de continuidad

$$t_{placa_min} := 0.75 \cdot t_{fb} = 0.731 \text{ in} \quad \text{E3.6f.2 AISC 341-16}$$

$$t_{adop} := \frac{12}{16} \text{ in}$$



Control

```

|| if  $t_{dp\_adoptado} \geq t_{adop}$  || = "Aumentar espesor"
|| || "El espesor es adecuado" ||
|| else ||
|| || "Aumentar espesor" ||

```

$$t_{cp} := \frac{15}{16} \text{ in} \quad \text{Espesor final de placas de continuidad}$$

Control

```

|| if  $t_{cp} \geq t_{placa\_min}$  || = "El espesor es adecuado"
|| || "El espesor es adecuado" ||
|| else ||
|| || "Aumentar espesor" ||

```

Soldadura de placa de continuidad

Las placas de continuidad deben soldarse al alma de la columna utilizando soldadura de ranura de penetración completa (CPJ). La resistencia requerida se debe calcular como indica AISC 341-16. E3.6f.2

Columna fuerte-viga débil: ETABS

Se realiza el cálculo considerando la sección completa de las alas de la viga

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{zb} = 2349966.667 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$V_{RBS} := \left(\frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} \right) + \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 345512.231 \text{ lb}$$

$$V'_{RBS} := \left(\frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} \right) - \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 318202.98 \text{ lb}$$

$$M_f := M_{pr} + V_{RBS} \cdot S_h = 2897747.516 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-6) \text{ AISC 358-16}$$

$$M'_f := M_{pr} + V'_{RBS} \cdot S_h = 2854450.974 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$



$$\alpha_s := 1.0$$

D1.2a.1
AISC 341-16

$$V_{ub_1} := V_{RBS} = 345512.231 \text{ lb} \quad \text{Cortante esperado en la rótula plástica de la viga 1}$$

$$V_{ub_2} := V'_{RBS} = 318202.98 \text{ lb} \quad \text{Cortante esperado en la rótula plástica de la viga 2}$$

$$M_{pr_1} := M_{pr} = 2349966.667 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento esperado en la rótula plástica de la viga 1}$$

$$M_{pr_2} := M_{pr} = 2349966.667 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento esperado en la rótula plástica de la viga 2}$$

$$S_{h_1} := S_h = 1.585 \text{ ft} \quad \text{Distancia a la rótula plástica de la viga 1}$$

$$S_{h_2} := S_h = 1.585 \text{ ft} \quad \text{Distancia a la rótula plástica de la viga 2}$$

$$M_{pb_1} := M_{pr_1} + \alpha_s \cdot V_{ub_1} \cdot (S_{h_1} + 0.5 \cdot d_c) \quad \text{Momento probable máximo en la viga 1} \quad \text{(E3-3) AISC 341-16}$$

$$M_{pb_1} = 3358430.49 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{pb_2} := M_{pr_2} + \alpha_s \cdot V_{ub_2} \cdot (S_{h_2} + 0.5 \cdot d_c) \quad \text{Momento probable máximo en la viga 2} \quad \text{(E3-3) AISC 341-16}$$

$$M_{pb_2} = 3278721.613 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento probable máximo total

$$M_{pb_R} := M_{pb_1} + M_{pb_2} = 6637152.104 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento probable máximo en la columna C1 (Se escoge la combinación más desfavorable)

$$M_{pc_1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc_max}}{A_c} \right) \quad \text{(E3-2) AISC 341-16}$$

Momento probable máximo en la columna C1 (Se escoge la combinación más desfavorable)

$$M_{pc_2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc_max}}{A_c} \right) \quad \text{(E3-2) AISC 341-16}$$

Sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas C1 y C2

$$M_{pc_R} := M_{pc_1} + M_{pc_2} = 7889082.343 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$



Relación de momentos

Verificación

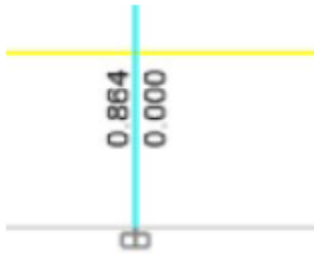
$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} \geq 1 \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

(E3-1) AISC 341-16

$$\frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} = 1.189$$

$$\frac{M_{pb_R}}{M_{pc_R}} = 0.841$$

El software Etabs muestra el criterio de columna fuerte-viga débil, aplicando esta relación.

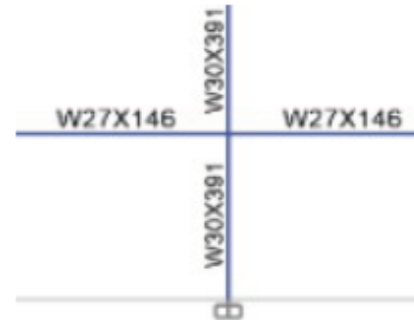


Se puede observar que el error entre el cálculo realizado manualmente y el que da el software ETABS, es menor al 5%

8.3. Diseño por Capacidad: Enfoque Global

Geometría del pórtico

$L := 20 \text{ ft}$	Longitud de vigas de análisis
$h_1 := 15 \text{ ft}$	Altura columna piso 1
$h_2 := 13 \text{ ft}$	Altura columna piso 2
$n_{pisos} := 8$	



Propiedades de los materiales. ASTM A992

$F_y := 50000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	Tensión cedente del material	
$R_y := 1.1$	Factor de sobrerresistencia de fluencia	Tabla A3.1 AISC 341-16
$R_t := 1.1$	Factor de sobrerresistencia de tensión	Tabla A3.1 AISC 341-16
$E := 29000000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	Módulo de elasticidad	

Propiedades de la viga **W27x146**

$d_b := 27.40 \text{ in}$	Peralte del perfil
$T_b := 23.625 \text{ in}$	Distancia libre entre alas menos el filete de cada ala
$b_{fb} := 14.00 \text{ in}$	Ancho del ala
$t_{fb} := 0.975 \text{ in}$	Espesor del ala
$t_{wb} := 0.605 \text{ in}$	Espesor del alma
$A_b := 43.10 \text{ in}^2$	Área bruta
$r_{xb} := 11.50 \text{ in}$	Radio giro, eje x
$r_{yb} := 3.20 \text{ in}$	Radio giro, eje y
$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 26.425 \text{ in}$	Distancia entre centroides de alas
$S_{xb} := 414 \text{ in}^3$	Módulo elástico, eje x



$I_{xb} := 5660 \text{ in}^4$	Inercia, eje x
$I_{yb} := 443 \text{ in}^4$	Inercia, eje y
$h_b := 23.625 \text{ in}$	Altura libre del alma
$J_b := 11.30 \text{ in}^4$	Constante torsional del miembro
$Z_{xb} := 464 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje x
$Z_{yb} := 97.70 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje y

Propiedades de la columna W30x391

$d_c := 33.2 \text{ in}$	Peralte del perfil
$T_c := 26.5 \text{ in}$	Distancia libre entre alas menos el filete de cada ala
$b_{fc} := 15.6 \text{ in}$	Ancho del ala
$t_{fc} := 2.44 \text{ in}$	Espesor del ala
$t_{wc} := 1.36 \text{ in}$	Espesor del alma
$A_c := 115.00 \text{ in}^2$	Área bruta
$r_{xc} := 13.40 \text{ in}$	Radio giro, eje x
$r_{yc} := 3.67 \text{ in}$	Radio giro, eje y
$h_{oc} := d_c - t_{fc} = 30.76 \text{ in}$	Distancia entre centroides de alas
$S_{xc} := 1250 \text{ in}^3$	Módulo elástico, eje x
$I_{xc} := 20700 \text{ in}^4$	Inercia, eje x
$I_{yc} := 1550 \text{ in}^4$	Inercia, eje y
$h_c := 26.5 \text{ in}$	Altura libre del alma
$J_c := 173.00 \text{ in}^4$	Constante torsional del miembro
$Z_{xc} := 1450 \text{ in}^3$	Módulo plástico, eje x



$$Z_{yc} := 310 \text{ in}^3$$

Módulo plástico, eje y

$$k_c := 3.23 \text{ in}$$

Espesor del ala con curvatura

Factores sísmicos

$$S_{DS} := 1$$

Aceleración espectral de diseño para períodos cortos

$$\Omega_o := 3$$

Factor de sobrerresistencia

$$\rho := 1$$

Factor de redundancia

Fuerza axial y momento por caso de carga en columnas 1 y 2

Columna 1 (inferior)

$$P_{cpC1} := 270601.06 \text{ lb}$$

$$P_{cvC1} := 77899.76 \text{ lb}$$

$$P_{SHC1} := 26686.64 \text{ lb}$$

Sentido X

$$M_{cpC1} := 1989.59 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC1} := 642.18 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC1} := 1268466.53 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Sentido Y

$$M_{cpC1_Y} := 1195.35 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC1_Y} := 637.71 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC1_Y} := 86172.17 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Columna 2 (superior)

$$P_{cpC2} := 235329.70 \text{ lb}$$

$$P_{cvC2} := 67376.99 \text{ lb}$$

$$P_{SHC2} := 24851.72 \text{ lb}$$

Sentido X

$$M_{cpC2} := 8934.14 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC2} := 2884.84 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC2} := 691054.13 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Sentido Y

$$M_{cpC2_Y} := 3724.52 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cvC2_Y} := 1986.15 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{SHC2_Y} := 7930.47 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Fuerza axial y momentos mayorados en la columna 1 (inferior)

Carga axial

$$P_{ul_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC1} + P_{cvC1} + \Omega_o \cdot P_{SHC1} = 536801.164 \text{ lb}$$



$$P_{u2_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC1} + \Omega_o \cdot P_{SHC1} = 269480.662 \text{ lb}$$

Momento Sentido X

$$M_{u1_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1} + M_{cvC1} + \Omega_o \cdot M_{SHC1} = 3808827.196 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1} + \Omega_o \cdot M_{SHC1} = 3806792.303 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento Sentido Y

$$M_{u1_C1Y} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1Y} + M_{cvC1Y} + \Omega_o \cdot M_{SHC1Y} = 260827.71 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C1Y} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC1Y} + \Omega_o \cdot M_{SHC1Y} = 259353.255 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Fuerza axial y momentos mayorados en la columna 2 (superior)

Carga axial

$$P_{u1_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC2} + P_{cvC2} + \Omega_o \cdot P_{SHC2} = 471393.73 \text{ lb}$$

$$P_{u2_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{cpC2} + \Omega_o \cdot P_{SHC2} = 239285.95 \text{ lb}$$

Momento Sentido X

$$M_{u1_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2} + M_{cvC2} + \Omega_o \cdot M_{SHC2} = 2088555.026 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2} + \Omega_o \cdot M_{SHC2} = 2079416.288 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Momento Sentido Y

$$M_{u1_C2Y} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2Y} + M_{cvC2Y} + \Omega_o \cdot M_{SHC2Y} = 30991.888 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_C2Y} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpC2Y} + \Omega_o \cdot M_{SHC2Y} = 26398.574 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

1. Diseño de columna inferior

Revisión del pandeo local

Chequeo del ala

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"El ala es compacta"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"El ala es No compacta"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right. = \text{"El ala es compacta"}$$

Tabla D1.1 AISC 341-16

F3.2 AISC 360-16



Chequeo del alma

$$P_{uc_max} := \max(P_{u1_C1}, P_{u2_C1}) = 536801.164 \text{ lb}$$

$$P_{tc} := A_c \cdot F_y = 5750000 \text{ lb}$$

J10.6 AISC 360-16

$$\phi_c := 0.90$$

E1 AISC 360-16

$$\frac{P_{uc_max}}{\phi_c \cdot P_{tc}} = 0.104$$

$$\left\| \begin{array}{l} C_a \leftarrow \frac{P_{uc_max}}{\phi_c \cdot P_{tc}} \\ \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a) \\ \text{if } \lambda_{ps} \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow \lambda_{ps} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda_{ps} \leftarrow 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. = 52.647$$

Tabla D1.1 AISC 341-16

$$\lambda_{alma_max} := 52.647$$

$$\lambda := \frac{h_c}{t_{wc}} = 19.485$$

F4.2 AISC 360-16

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_{alma_max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"El alma es compacto"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"El alma es No compacto"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{"El alma es compacto"}$$

Por lo tanto, la sección es altamente dúctil



Diseño a compresión

Factor de longitud efectiva

$$K := 1$$

C3, E2 AISC 360-16

$$h_{1n} := h_1 - d_b = 12.717 \text{ ft} \quad \text{Altura libre de la columna}$$

$$L_c := K \cdot h_{1n} = 152.6 \text{ in}$$

E2 AISC 360-16

$$\frac{L_c}{r_{xc}} = 11.388$$

Esbeltez de la columna en dirección X

E2 AISC 360-16

$$\frac{L_c}{r_{yc}} = 41.58$$

Esbeltez de la columna en dirección Y

E2 AISC 360-16

$$E_{max} := \max\left(\frac{L_c}{r_{xc}}, \frac{L_c}{r_{yc}}\right) \quad \text{Esbeltez máxima de la columna}$$

$$E_{max} = 41.58$$

Para sistemas sin elementos esbeltos, los estados límite son (TABLA NOTA E1.1 AISC 360-16): pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorsional.

Cuando los elementos no son esbeltos y son doblemente simétricos, el pandeo global a flexión es el modo de falla más probable antes de alcanzar la carga de aplastamiento.

Pandeo por flexión

$$E_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$$

E3 AISC 360-16

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Pandeo inelástico"} \\ \text{else} \\ \text{"Pandeo elástico"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Pandeo inelástico"}$$

E3 AISC 360-16

Tensión por pandeo elástico

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{(E_{max})^2} = 23838739.982 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

(E3-4) AISC 360-16



$$Tension_critica(E_{max}) := \begin{cases} \text{if } E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \left\| F_{cr} \leftarrow \left(0.658 \frac{F_y}{F_c}\right) \cdot F_y \right. \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \left\| F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \right. \right. \end{cases}$$

(E3-2) AISC 360-16
(E3-3) AISC 360-16

$$F_{cr} := Tension_critica(E_{max}) = 6344996.322 \frac{lb}{ft^2}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 5067184.563 \text{ lb} \quad \text{(E3-1) AISC 360-16}$$

$$P_n := R_y \cdot P_n = 5573903.019 \text{ lb}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 5016512.717 \text{ lb} \quad \text{Capacidad a compresión}$$

$$\phi_c \cdot P_{tc} = 5175000 \text{ lb} \quad \text{Capacidad a tensión}$$

Control

$$\begin{cases} \text{if } P_{uc_max} \leq \phi_c \cdot P_n \\ \quad \left\| \left\| \text{"Cumple"} \right. \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \left\| \text{"No cumple"} \right. \right. \end{cases} = \text{"Cumple"} \quad P_{uc_max} = 536801.164 \text{ lb}$$

Diseño a Flexión

F2 AISC 360-16

Longitudes características

Longitud no arriostrada

$$L_b := h_{1n} = 12.717 \text{ ft}$$

Límite de longitud de comportamiento plástico

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.963 \text{ ft} \quad \text{(F2-5) AISC 360-16}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$c := 1 \quad \text{(F2-8a) AISC 360-16}$$



$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 4.367 \text{ in} \quad (\text{F2-7}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}} + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2} \quad (\text{F2-6}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 58.755 \text{ ft}$$

Momento Plástico

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_y = 6041666.667 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$C_b := 1.00$ Factor de modificación de momento asumido de forma conservadora (F1-1) AISC 360-16

Control

if $L_b \leq L_p$ "Fluencia" else if $L_p < L_b \leq L_r$ "Pandeo Lateral-Torsional Inelástico" else "Pandeo Lateral-Torsional Elástico"	= "Fluencia"	F2 AISC 360-16
---	--------------	----------------

$M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_c) :=$ if $L_b \leq L_p$ $M_n \leftarrow F_y \cdot Z_{xc}$ else if $L_p < L_b \leq L_r$ $M_n \leftarrow C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{xc}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$ if $M_n > M_p$ $M_n \leftarrow M_p$ else $M_n \leftarrow M_n$ else $F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$ $M_n \leftarrow F_{cr} \cdot S_{xc}$ if $M_n > M_p$ $M_n \leftarrow M_p$ else $M_n \leftarrow M_n$	(F2-1) AISC 360-16	(F2-2) AISC 360-16	(F2-4) AISC 360-16	(F2-3) AISC 360-16
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------



$$M_n := M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_c) = 6041666.667 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Resistencia nominal a flexión

$$\phi_b := 0.90$$

F1 AISC 360-16

$$M_{cx} := \phi_b \cdot M_n = 5437500 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Capacidad a flexión en el eje fuerte

$$M_{cy} := \phi_b \cdot F_y \cdot Z_{yc} = 1162500 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Capacidad a flexión en el eje débil

$$M_{uc_max} := \max(M_{u1_C1}, M_{u2_C1}) = 3808827.196 \text{ ft} \cdot \text{lb}$$

$$M_{uc_maxY} := \max(M_{u1_C1Y}, M_{u2_C1Y}) = 260827.71 \text{ ft} \cdot \text{lb}$$

Control Sentido X

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{uc_max} \leq M_{cx} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Control Sentido Y

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{uc_maxY} \leq M_{cy} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Diseño a Flexo-Compresión

H1.1 AISC 360-16

$$P_r := P_{uc_max} = 536801.164 \text{ lb}$$

$$M_{rx} := \max(M_{u1_C1}, M_{u2_C1}) = 3808827.196 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$P_c := \phi_c \cdot P_n = 5016512.717 \text{ lb}$$

$$M_{ry} := \max(M_{u1_C1Y}, M_{u2_C1Y}) = 260827.71 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.107$$



$$\begin{aligned}
 \text{Interaccion } (P_r, P_c) := & \text{ if } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \\
 & \left\| \begin{aligned} & \text{Int} \leftarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \\ & \text{if } \text{Int} \leq 1 \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{"Cumple"} \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{"No cumple"} \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. \\ & \text{else} \\ & \left\| \begin{aligned} & \text{Int} \leftarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \\ & \text{if } \text{Int} \leq 1 \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{"Cumple"} \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{"No cumple"} \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

(H1-1a)
AISC 360-16

(H1-1b)
AISC 360-16

Verificacion := Interaccion (P_r, P_c) = "Cumple"

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.978$$

Diseño a Cortante

G2.1 AISC 360-16

$$\begin{aligned}
 h & := T_c \\
 & \left\| \begin{aligned} & \text{if } \frac{h}{t_{wc}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{"Aplicar criterio (a)"} \end{aligned} \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{"Aplicar criterio (b)"} \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. = \text{"Aplicar criterio (a)"}
 \end{aligned}$$

(a) $C_v := 1 \quad \phi_v := 1$

(G2-2) AISC 360-16

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

(G2-1) AISC 360-16

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot C_v = 1354560 \text{ lb}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 1354560 \text{ lb}$$

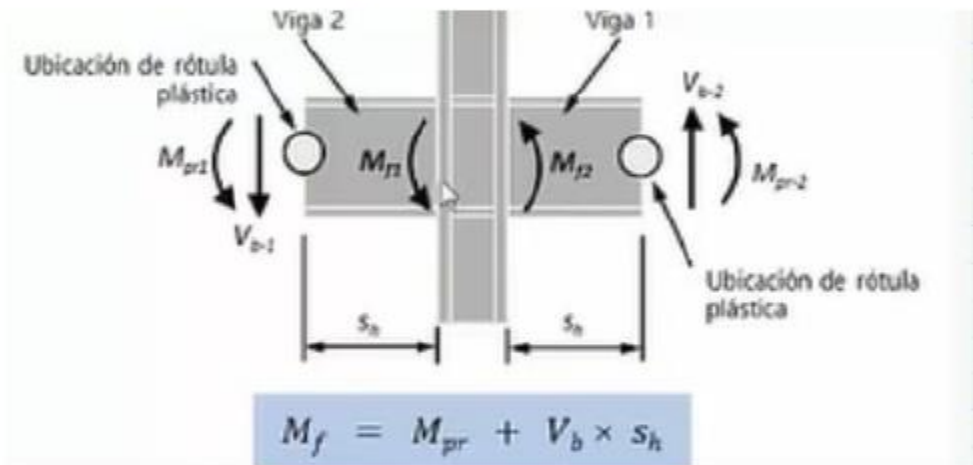
$$V_u := 310721.95 \text{ lb} \quad \text{Obtenido de Etabs}$$

Verificación

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_v \cdot V_n \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{array} \right\} = \text{“Cumple”}$$

$$\frac{V_u}{\phi_b \cdot V_n} = 0.255 \quad \text{Relación Demanda/Capacidad}$$

2. Revisión de la zona del panel



Momento esperado en la cara de la columna de la viga 1

$$M_{f,1} := 1284640.61 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-6) \text{ AISC 341-16}$$

Fuerza en la cara de la columna de la viga 1

$$F_{fu,1} := \frac{M_{f,1}}{d_b - t_{fb}} = 583375.111 \text{ lb}$$

Momento esperado en la cara de la columna de la viga 2

$$M_{f,2} := 1312853.79 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad (5.8-6) \text{ AISC 341-16}$$

Fuerza en la cara de la columna de la viga 2

$$F_{fu,2} := \frac{M_{f,2}}{d_b - t_{fb}} = 596187.152 \text{ lb}$$



Demanda por corte de la zona del panel

$$R_u := F_{fu_1} + F_{fu_2} = 1179562.263 \text{ lb}$$

Resistencia de la zona del panel

Criterios:

- 1) No se considera en el análisis el efecto de la deformación inelástica de la zona del panel en la estabilidad del pórtico
- 2) Se considera en el análisis el efecto de la deformación inelástica de la zona del panel en la estabilidad del pórtico

$$\alpha := 1$$

C2.3 AISC 360-16

$$P_{tc} = 5750000 \text{ lb}$$

$$P_{uc} := P_{uc_max} = 536801.164 \text{ lb}$$

Combinación más desfavorable

$$criterio := 1$$

<pre> if criterio = 1 if $\alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.4$ $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc}$ else $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right)$ else if $\alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.75$ $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{wc}} \right)$ else $R_n \leftarrow 0.60 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{wc}} \right) \cdot \left(1.9 - \frac{1.2 \cdot \alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right)$ </pre>	$= 1354560 \text{ lb}$	<p>(J10-9) AISC 360-16</p> <p>(J10-10) AISC 360-16</p> <p>(J10-11) AISC 360-16</p> <p>(J10-12) AISC 360-16</p>
--	------------------------	---

$$R_n := 1354560 \text{ lb}$$

$$\phi_v := 1.0$$

G2.1 AISC 360-16



Verificación

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \phi_v \cdot R_n \geq R_u \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Requiere refuerzo"} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$

No requiere refuerzo (doubler plate)

Esesor de la zona del panel

$$d_z := d_b - 2 \cdot t_{fb} \quad \text{E3.6e.2 AISC 341-16}$$

$$w_z := d_c - 2 \cdot t_{fc} \quad \text{E3.6e.2 AISC 341-16}$$

$$t_{min} := \frac{d_z + w_z}{90} = 0.597 \text{ in} \quad \text{(E3-7) AISC 341-16}$$

Control espesor alma de columna

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } t_{wc} \geq t_{min} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"El espesor es adecuado"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Aumentar el espesor"} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"El espesor es adecuado"}$$

Placas de continuidad

$$t_{lim} := \frac{b_{fb}}{6} = 2.333 \text{ in} \quad \text{(E3-8) AISC 341-16}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } t_{fc} \geq t_{lim} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se requieren placas de continuidad"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Colocar placas de continuidad"} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"No se requieren placas de continuidad"}$$

No requiere placas de continuidad

3. Diseño de viga

Cortante y momento para la viga con mayores solicitaciones

Viga 1 (izquierda)

$$V_{cpV1} := 10136.99 \text{ lb}$$

$$V_{cvV1} := 2924.35 \text{ lb}$$

$$V_{SHV1} := 47716.95 \text{ lb}$$



$$M_{cpV1} := 34975.72 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad M_{cvV1} := 10951.36 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad M_{SHV1} := 408241.08 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Cortante y momentos mayorados en la viga 1

Cortante

$$V_{u1_V1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot V_{cpV1} + V_{cvV1} + \rho \cdot V_{SHV1} = 64833.086 \text{ lb}$$

$$V_{u2_V1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot V_{cpV1} + \rho \cdot V_{SHV1} = 54812.843 \text{ lb}$$

Momento

$$M_{u1_V1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpV1} + M_{cvV1} + \rho \cdot M_{SHV1} = 468158.448 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2_V1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{cpV1} + \rho \cdot M_{SHV1} = 432724.084 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Dimensiones preliminares de corte RBS

$$0.5 \cdot b_{fb} = 7 \text{ in} \quad 0.75 \cdot b_{fb} = 10.5 \text{ in} \quad a := 0.625 \cdot b_{fb} = 8.75 \text{ in}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot b_{fb} \leq a \leq 0.75 \cdot b_{fb} \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{array} \right\} = \text{“Cumple”} \quad (5.8-1) \text{ AISC 358-16}$$

$$0.65 \cdot d_b = 17.81 \text{ in} \quad 0.85 \cdot d_b = 23.29 \text{ in} \quad b := 0.75 \cdot d_b = 20.55 \text{ in}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0.65 \cdot d_b \leq b \leq 0.85 \cdot d_b \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{array} \right\} = \text{“Cumple”} \quad (5.8-2) \text{ AISC 358-16}$$

$$0.1 \cdot b_{fb} = 1.4 \text{ in} \quad 0.25 \cdot b_{fb} = 3.5 \text{ in} \quad c := 0.25 \cdot b_{fb} = 3.5 \text{ in}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0.1 \cdot b_{fb} \leq c \leq 0.25 \cdot b_{fb} \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{array} \right\} = \text{“Cumple”} \quad (5.8-3) \text{ AISC 358-16}$$



Revisión del pandeo local

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c} = 16.832 \text{ in}$$

5.3.1 AISC 358-16

$$b_{f_RBS} := 2 \cdot (R - c) + b_{fb} - 2 \cdot \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}} = 9.914 \text{ in}$$

NEC - GUÍA DE DISEÑO 3

Chequeo del ala

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{f_RBS}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"El ala es compacta"} \\ \text{else} \\ \text{"El ala es No compacta"} \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"El ala es compacta"}$$

Tabla D1.1
AISC 341-16
F3.2 AISC 360-16

Chequeo del alma

$$C_a := 0$$

Se considera cero porque la viga no soporta fuerzas axiales

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \quad \left\| \lambda_{ps} \leftarrow 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \lambda_{ps} \leftarrow 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a) \right. \\ \quad \quad \left\| \text{if } \lambda_{ps} \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \right. \\ \quad \quad \quad \left\| \lambda_{ps} \leftarrow \lambda_{ps} \right. \\ \quad \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \left\| \lambda_{ps} \leftarrow 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \right. \\ \end{array} \right\| = 59.013$$

Tabla D1.1
AISC 341-16

$$\lambda_{alma_max} := 59.013$$

$$\lambda := \frac{h_b}{t_{wb}} = 39.05$$

F4.2 AISC 360-16



```

|| if  $\lambda \leq \lambda_{alma\_maz}$  || = "El alma es compacto"
||   || "El alma es compacto"
|| else
||   || "El alma es No compacto"

```

Por lo tanto, la sección es altamente dúctil

Espaciamiento del arriostamiento lateral

$$L_{b_maz} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 13.358 \text{ ft} \quad \text{D1.2b AISC 341-16}$$

El hormigón compuesto con la placa colaborante de acero provee arriostamiento lateral al patín superior a lo largo del vano; sin embargo, el patín inferior debe ser arriostado, por lo que se adopta un arriostamiento lateral cada:

$$N_{la} := 2 \quad \text{Número de soportes laterales}$$

$$L_b := \frac{L}{N_{la} + 1} = 6.667 \text{ ft} \quad \text{Longitud no arriostada}$$

$$L_{b_construccion} := 7 \text{ ft}$$

```

|| if  $L_b \leq L_{b\_maz}$  || = "Cumple"
||   || "Cumple"
|| else
||   || "Se excede la separación máxima "

```

Diseño a Flexión

F2 AISC 360-16

Longitudes características

Longitud no arriostada

$$L_b = 6.667 \text{ ft}$$

Límite de longitud de comportamiento plástico

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.303 \text{ ft} \quad \text{(F2-5) AISC 360-16}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$c' := 1 \quad \text{(F2-8a) AISC 360-16}$$



$$r_{ts} := \sqrt[2]{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 3.76 \text{ in} \quad \text{(F2-7) AISC 360-16}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c'}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c'}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{(F2-6) AISC 360-16}$$

$$L_r = 33.338 \text{ ft}$$

Momento Plástico

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_y = 1933333.333 \text{ lb} \cdot \text{ft} \quad \text{(F2-1) AISC 360-16}$$

$C_b := 1.00$ Factor de modificación de momento asumido de forma conservadora (F1-1) AISC 360-16

Control

if $L_0 \leq L_p$ "Fluencia" else if $L_p < L_0 \leq L_r$ "Pandeo Lateral-Torsional Inelástico" else "Pandeo Lateral-Torsional Elástico"	= "Fluencia"	(F2) AISC 360-16
--	--------------	------------------

$M_{nom}(L_0, L_p, L_r, M_p, J_b) :=$ if $L_0 \leq L_p$ $M_n \leftarrow F_y \cdot Z_{xb}$ else if $L_p < L_0 \leq L_r$ $M_n \leftarrow C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{xb}) \cdot \left(\frac{L_0 - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$ if $M_n > M_p$ $M_n \leftarrow M_p$ else $M_n \leftarrow M_n$ else $F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_0}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_0}{r_{ts}} \right)^2}$ $M_n \leftarrow F_{cr} \cdot S_{xc}$ if $M_n > M_p$ $M_n \leftarrow M_p$ else $M_n \leftarrow M_n$	(F2-1) AISC 360-16	(F2-2) AISC 360-16	(F2-4) AISC 360-16	(F2-3) AISC 360-16
--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------



$$M_n := M_{nom}(L_b, L_p, L_r, M_p, J_b) = 1933333.333 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Módulo de sección plástico en el centro de corte de RBS

$$Z_{RBS} := Z_{xb} - 2 \cdot c \cdot t_{fb} \cdot (d_b - t_{fb}) = 283.649 \text{ in}^3$$

Resistencia requerida en el centro de corte de RBS

$$M_{n_RBS} := F_y \cdot Z_{RBS} = 1181872.396 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b := 0.90$$

F1 AISC 360-16

$$\phi_b \cdot M_{n_RBS} = 1063685.156 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

Control

En el centro de corte de RBS

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi_b \cdot M_{n_RBS} \geq \max(M_{u1_V1}, M_{u2_V1}) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

Por lo tanto, el perfil soporta la flexión provocada en la cara de la columna y en el centro de corte de RBS por las cargas actuantes en la estructura.

Diseño a Cortante

G2.1 AISC 360-16

$$h := T_b$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{t_{wb}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Aplicar criterio (a)"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Aplicar criterio (b)"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Aplicar criterio (a)"}$$

$$(a) \quad C_v := 1 \quad \phi_v := 1$$

(G2-2) AISC 360-16

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

(G2-1) AISC 360-16

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot d_b \cdot t_{wb} \cdot C_v = 497310 \text{ lb}$$



$$\phi_v \cdot V_n = 497310 \text{ lb}$$

Verificación

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \max(V_{u1,V1}, V_{u2,V1}) \leq \phi_v \cdot V_n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$



8.4. Resultados Etabs: Columna

ETABS 18.0.2

License #*1Q6XP7TUP2HVJBY

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (ft)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C10	35	0	1.4D+RSA+L	Special Moment Frame	W30X292	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (ft)	LLRF	Stress Ratio Limit
15.00000	0.429	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r/P_y$	$\alpha P_r/P_o$	τ_o	EA factor	EI factor
0.107	0.012	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_o	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V,RB}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (ft ²)	J (ft ⁴)	I ₃₃ (ft ⁴)	I ₂₂ (ft ⁴)	A _{v3} (ft ²)	A _{v2} (ft ²)
0.5972	0.003627	0.718557	0.053048	0.3931	0.2267

Design Properties

S ₃₃ (ft ³)	S ₂₂ (ft ³)	Z ₃₃ (ft ³)	Z ₂₂ (ft ³)	r ₃₃ (ft)	r ₂₂ (ft)	C _w (ft ⁴)
0.538918	0.083212	0.613426	0.129051	1.09689	0.29803	0.084

RBS Properties

a (ft)	b (ft)	c (ft)	Z _{majorRBS} (ft ³)	$\Phi M_{majorRBS}$ Capacity (lb-ft)
0	0	0	0	0

Material Properties

E (lb/ft ²)	f _y (lb/ft ²)	R _y	α
4176000000	7200000	1.1	NA



Stress Check forces and Moments

Location (ft)	P_u (lb)	M_{u33} (lb-ft)	M_{u22} (lb-ft)	V_{u2} (lb)	V_{u3} (lb)	T_u (lb-ft)
0	-459119.78	1056401.09	-70929.83	0	0	-11.25

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.848	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.5	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{lb}	K_{lb}	C_b
0.5	1	1.144

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

D/C Ratio =	$(P_u / 2P_c) + (M_{u33} / M_{c33}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0.413 =	0.062 + 0.266 + 0.085

Axial Force and Capacities

P_u Force (lb)	ϕP_n Capacity (lb)	ϕP_n Capacity (lb)
459119.78	3694891.99	3870000

Moments and Capacities

	M_u Moment (lb-ft)	ϕM_n (lb-ft)	ϕM_n No LTB (lb-ft)	ϕM_n $C_b=1$ (lb-ft)
Major Bending	1056401.09	3975000	3975000	3975000
Minor Bending	70929.83	836250		

Shear Design

	V_u Force (lb)	ϕV_n Capacity (lb)	Stress Ratio
Major Shear	0	979200	0.098
Minor Shear	0	1528470	0.003

Joint Design

Continuity Plate Area (ft ²)	Load Combo	Doubler (ft)	Load Combo
0.1309	1.4D+RSA+L	0.16324	1.4D+RSA+L

Beam/Column Capacity Ratios

Major Ratio	Load Combo	Minor Ratio	Load Combo
0.864	1.4D+RSA+L	0	1.4D+RSA+L



8.5. Resultados Etabs: Viga RBS

ETABS 18.0.2

License #*1Q8XP7TUP2HVJBY

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (ft)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B1	295	18.66667	1.4D+RSA+L	Special Moment Frame	W27X146	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (ft)	LLRF	Stress Ratio Limit
20.00000	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_o$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_o	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V/R}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (ft ²)	J (ft ⁴)	I ₃₃ (ft ⁴)	I ₂₂ (ft ⁴)	A _{v3} (ft ²)	A _{v2} (ft ²)
0.3	0.000545	0.272955	0.021364	0.1896	0.1151

Design Properties

S ₃₃ (ft ³)	S ₂₂ (ft ³)	Z ₃₃ (ft ³)	Z ₂₂ (ft ³)	r ₃₃ (ft)	r ₂₂ (ft)	C _w (ft ⁴)
0.239085	0.036624	0.268519	0.056539	0.95386	0.26686	0.026

RBS Properties

a (ft)	b (ft)	c (ft)	Z _{majorRBS} (ft ³)	$\Phi M_{majorRBS}$ Capacity (lb-ft)
0.72917	1.7125	0.29167	0.164149	1063685.16

Material Properties

E (lb/ft ²)	f _y (lb/ft ²)	R _y	α
4176000000	7200000	1.1	NA



Stress Check forces and Moments

Location (ft)	P_u (lb)	M_{u33} (lb-ft)	M_{u22} (lb-ft)	V_{u2} (lb)	V_{u3} (lb)	T_u (lb-ft)
18.66667	0	1772799.77	0	216179.24	0	8.25

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.868	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.333	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{tb}	K_{tb}	C_b
0.333	1	2.299

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

D/C Ratio =	$(P_u / 2P_c) + (M_{u33} / M_{c33}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0.834 =	0 + 0.834 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (lb)	ϕP_{nc} Capacity (lb)	ϕP_{m} Capacity (lb)
0	1857452.32	1944000

Moments and Capacities

	M_u Moment (lb-ft)	ϕM_n (lb-ft)	ϕM_n No LTB (lb-ft)	ϕM_n Cb=1 (lb-ft)
Major Bending	1772799.77	2126666.67	2126666.67	2126666.67
Minor Bending	0	366375		

Shear Design

	V_u Force (lb)	ϕV_n Capacity (lb)	Stress Ratio
Major Shear	216179.24	497310	0.435
Minor Shear	0	737100	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (lb)	Load Combo	Right End Reaction (lb)	Load Combo
282230.01	1.4D+RSA+L	285973.55	1.4D+RSA+L