

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Conexiones precalificadas RBS en sistemas estructurales SMF, para edificios sujetos a carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado, condiciones sísmicas de Guatemala y generación de familias BIM

Trabajo de graduación presentado por Javier Esteban García Lima para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020

Conexiones precalificadas RBS en sistemas estructurales SMF, para edificios sujetos a carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado, condiciones sísmicas de Guatemala y generación de familias BIM

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



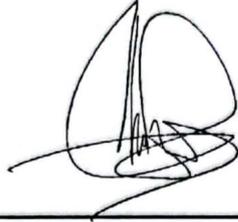
Conexiones precalificadas RBS en sistemas estructurales SMF, para edificios sujetos a carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado, condiciones sísmicas de Guatemala y generación de familias BIM

Trabajo de graduación presentado por Javier Esteban García Lima para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020

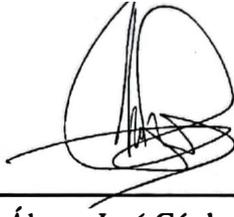
Vo.Bo.:



(f)

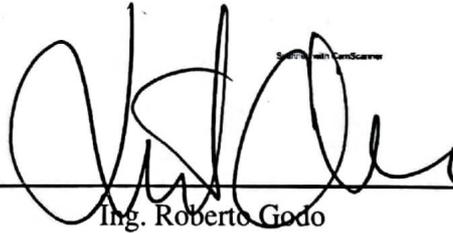
Ing. Álvaro José Córdova Guirola

Tribunal Examinador:



(f)

Ing. Álvaro José Córdova Guirola



(f)

Ing. Roberto Godo



(f)

Ing. Otoniel Alejandro Echeverria Castellanos

Fecha de aprobación: Guatemala, 7 de enero de 2022.

PREFACIO

El siguiente trabajo de graduación surge del interés personal en el área del cálculo estructural y la metodología BIM. Durante el transcurso de la carrera temas de relacionados al cálculo estructural fueron introducidos desde el curso estática en segundo año. En cuarto año se aprendió a diseñar estructuras en diversos materiales, siendo las estructuras de acero las que llamaron más mi atención. Actualmente son muy pocos los edificios de acero en la ciudad, a pesar de que ofrecen grandes ventajas en países sísmicos como Guatemala. De modo que este trabajo me ayudo a expandir mis conocimientos sobre la metodología de diseño en estructuras de acero, sus ventajas y retos.

El interés de implementar parte de la metodología BIM surgió de los cursos de modelado en 3D recibidos en durante la carrera. Aprendí a modelar desde puntos de vista arquitectónicos, estructurales e incluso instalaciones. En mi reciente experiencia laboral me he dado cuenta de las facilidades que el modelado en 3D ofrece ayudando a facilitar proceso de cuantificación, detalles estructurales y una considerable reducción de errores vistos en dibujos CAD. Razón por la cual se involucró el modelado de las conexiones pre-calificadas RBS paramétricas.

Este trabajo ofrece el diseño de un edificio de acero sujeto a carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado y carga sísmica impuesta en la ciudad de Guatemala, adicionalmete ofrece un conjunto de familias de perfiles W con la conexión precalificada RBS cuya geometría podrá ser diseñada por el usuario gracias a la parametrización de su geometría.

La elaboración de este trabajo no hubiera sido posible sin el apoyo de Dios quien me bendijo con salud, energía y acceso a una vida llena oportunidades. Agradezco a mis padres quienes me dieron su apoyo incondicional en cada momento y quienes han sido un pilar fundamental durante mi vida.

Le agradezco al ingeniero Álvaro Córdova, por su ayuda en el proceso desde la selección del tema y por dedicarme de su tiempo para resolver mis dudas y aportar de su conocimiento y experiencia.

Le agradezco al ingeniero Roberto Godo, por su constante motivación todo este tiempo, sus consejos, recomendaciones y velar por posibles oportunidades en mi futuro.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO	IV
LISTA DE CUADROS	XI
LISTA DE GRÁFICOS	XV
RESUMEN	XVI
I. INTRODUCCIÓN	1
II. ANTECEDENTES	2
III. JUSTIFICACIÓN	3
IV. OBJETIVOS	5
A Objetivo general	5
B Objetivos específicos	5
V. ALCANCE	6
VI. MARCO TEÓRICO	7
A Sistemas de marcos especiales a momento	7
I Definición de marcos a momento	7
B Historia SMF	7
C Componentes de los marcos a momento	9
I Vigas	9
2 Columnas	12
D Conexiones	15
1 Esfuerzos sobre la conexión	15
2 Conexión a corte	15
3 Conexión a momento	16
4 Conexiones atornilladas	17
5 Conexiones soldadas	18
E Zona panel	18
1 Esfuerzos sobre la zona panel	18
2 Rigidizantes	18
F Tipos de marcos a momento	19
I Ventajas de los sistemas SMF	19
G Revisiones sobre sistemas SMF	20

1	Criterio columna fuerte / viga débil	21
2	Factores de diseño sistema SMF	23
3	Análisis estático equivalente	24
4	Análisis modal	24
5	Revisión de derivas	25
H	Conexiones precalificadas	26
1	Antecedentes	26
2	Tipos de conexiones precalificadas	27
I	Conexión precalificada RBS	28
1	Geometría	29
2	Límites de elementos	30
3	Requisitos de conexión viga-columna	31
4	Módulo de sección plástica	32
J	Cargas sobre la conexión	33
1	Capacidad	33
2	Demanda de carga	35
K	Conexión a momento	37
L	Conexión a corte	38
M	Diseño de placa de corte	38
1	Corte sobre los pernos	38
2	Corte sobre la soldadura	39
3	Cedencia de la placa	39
4	Ruptura de la placa	39
5	Desgarro por pernos en la placa	39
6	Desgarro por pernos en la viga	40
7	Bloque de cortante	40
N	Revisión de zona panel	40
1	Placas de continuidad	42
2	Doublers	42
Ñ	Fabricación del corte RBS	43
O	Unión BIM con conexiones RBS	43
1	RAM CONNECTION	43
2	Otros softwares de diseño	45
3	Softwares de modelado arquitectónico	48
VII. DESARROLLO DE METODOLOGÍA		50
A	Materiales	50
1	Acero	50
2	Concreto	50
B	Geometría de la estructura	50
C	Integración de carga gravitacional	52

D	Análisis sísmico	56
1	Construcción del espectro de diseño	56
2	Periodo de diseño	59
3	Cortante basal por análisis estático equivalente	60
4	Corte basal de diseño	62
5	Corte basal para derivas	65
E	Revisión de irregularidades	68
1	Irregularidades en planta	68
2	Irregularidades en elevación	70
F	Diseño de elementos gravitacionales	72
1	Losacero	72
2	Vigas principales y secundarias	73
3	Columnas gravitacionales	73
G	Descripción de los sistemas sismorresistentes	76
1	Disposición de marcos especiales a momento	76
2	Elementos del sistema SMF	77
3	Pre-dimensionamiento	78
H	Diseño por estabilidad	80
1	Sistema SMF X	80
2	Criterio de derivas	80
3	Coefficiente de estabilidad	81
4	Amplificación por efectos de 2do orden	83
5	Amplificación por conexiones RBS	83
6	Sistema SMF Y	84
I	Diseño por capacidad de los elementos	86
J	Resistencia vigas	86
1	Viga SMF (X)	88
2	Evaluando flexión	88
3	Evaluando corte	89
4	Viga SMF (Y)	90
5	Evaluando flexión	91
6	Evaluando corte	92
K	Resistencia columnas	93
1	Columna SMF (X)	93
2	Factores de rigidez	95
3	Evaluando flexocompresión	97
4	Evaluando solo axial	100
5	Evaluando corte	101
6	Columna SMF (Y)	102
7	Evaluando flexocompresión	102
8	Evaluando solo axial	103

9	Evaluando corte	103
L	Revisión general de marcos especiales a momento	104
M	Diseño de conexiones precalificadas RBS	105
1	Cargas sobre la conexión	106
N	Evaluación del perfil W	106
1	Geometría del corte	106
2	Esfuerzos de corte y momento sobre la articulación plástica	109
3	Evaluación de flexión	111
4	Evaluación a corte	112
5	Evaluación articulaciones entre apoyos	113
Ñ	Evaluación de soldadura	113
O	Evaluación de zona panel	114
1	Placas de continuidad	114
2	Placa tipo Doubler	116
P	Columna fuerte / viga débil	119
1	Sumatoria de momento columnas	119
2	Sumatoria de momento vigas	120
3	Evaluando criterio columna fuerte / viga débil	120
Q	Diseño y evaluación de placa de corte	121
1	Cargas de diseño	121
2	Geometría de la conexión	121
3	Criterio de corte del grupo de pernos	123
4	Criterio de falla por arrancamiento de la placa	124
5	Criterio de alargamiento de perforaciones	125
6	Criterio de cedencia de la placa base	125
7	Criterio de ruptura en placa de corte	126
8	Criterio de ruptura por bloque de cortante	126
9	Criterio de ruptura de soldadura tipo filete	127
R	Resultado de conexión diseñada	128
S	Resultados de conexiones precalificadas restantes	130
T	Diseño en RAM CONNECTION conexión precalificada RBS	132
1	Configuración del programa	132
2	Ingreso de cargas	132
3	Modelado de la conexión	133
4	Establecer medio de conexión	134
5	Resultados de RAM CONNECTION.	136
U	Diseño en RAM CONNECTION de placa de corte	142
1	Cargas de diseño	142
2	Definición de elementos a conectar	143
3	Modelado de la conexión	143
4	Resultados de placa de corte	145

V	Análisis mediante software de elementos finitos	147
W	Modelado de familias paramétricas en REVIT	150
1	Modelado del Perfil W	150
2	Parametizando el perfil W	152
3	Parametrización del corte RBS	153
4	Validación de geometría propuesta para el corte	156
5	Placa de corte	157
6	Simbología	161
7	Carga y modelado usando la familia desarrollada	162
VIII.DISCUSIÓN DE RESULTADOS		167
IX. CONCLUSIONES		173
X. RECOMENDACIONES		174
XI. BIBLIOGRAFÍA		175
XII. APÉNDICES		178
A	Documento de diseño en zona pane	178
B	Corte térmico	179
C	Familia desarrollada	180
D	Documentos de interés	181
1	Dogbone Connection	181
2	The reduced beam section moment connection without continuity plates	181
3	IBC SEAOC Structural/Seismic design manual Vol 4	181
4	Seismic Performance of Post-Northridge Welded Connections	181
5	Study of steel moment connection with and without reduced beam section	181
6	The Influence of Gravity Loads on the Seismic Design of RBS Connections	181
7	Nonlinear dynamic analysis of innovative high r-factor hybrid timber-steel buildings	181
8	Challenges and alternative approaches for simulating the response of steel structures exposed to fire	182
9	Seismic performance of steel moment resisting frames retrofitted with a locally reduced beam section connection por Robert Tremblay y André Filiatrault	182
XIII.GLOSARIO		183

LISTA DE CUADROS

Cuadro		Página
1	Tipos de acero utilizados	50
2	Especificación concreto	50
3	Carga muerta	52
4	Carga viva	52
5	Carga muerta lineal	52
6	Clasificación de obra	56
7	Parámetro espectrales	56
8	Nivel de protección sísmica	56
9	Factor de probabilidad nominal de ocurrencia	57
10	Factor de calibración X	63
11	Factor de calibración Y	63
12	Desplazamientos ejes perimetrales dirección X	68
13	Desplazamientos ejes perimetrales dirección Y	68
14	Discontinuidad de diafragma	68
15	Revisión torsional en marcos SMF (X)	69
16	Revisión torsional en marcos SMF (Y)	70
17	Criterio piso flexible x	70
18	Criterio piso flexible y	70
19	Criterio piso flexible crítico dirección X	71
20	Criterio piso flexible crítico dirección Y	71
21	Revisión geométrica de losacero	72
22	Revisión resistencia de losacero	72
23	Resultados elementos gravitacionales	73
24	Compacidad sísmica	77
25	Requisitos geométricos RBS	77
26	Revisión derivas sistemas SMF X	81
27	Calculo del coeficiente de estabilidad	83
28	Revisión del coeficiente de estabilidad	83
29	Resultados estabilidad y derivas amplificadas sistema SMF X	83
30	Revisión derivas sistemas SMF Y	85
31	Calculo del coeficiente de estabilidad SMF Y	85
32	Revisión del coeficiente de estabilidad	85
33	Resultados estabilidad y derivas amplificadas sistema SMF Y	85
34	Revisión de soldadura	114
35	Resumen de geometría conexión de placa de corte	122
36	Excentricidad según tipo de agujero y cantidad de pernos	122
37	Extracto de tabla 7-6 14va edición del manual AISC	123

38	la tabla 8-4 14va edición del manual AISC	127
39	Extracto de tabla 8-3 14va edición del manual AISC	128
40	Resultados conexiones precalificadas RBS marcos SMF X	130
41	Resultados conexiones precalificadas RBS marcos SMF Y	130
42	Diferencia carga puntual sobre patines de columna	137
43	Diferencia carga de corte sobre el alma	137
44	Resultado de conexiones RBS en RAM CONNECTION sistema SMF X	139
45	Resultado de conexiones RBS en RAM CONNECTION sistema SMF Y	139
46	Diferencia RAM CONNECTION vs cálculo manual (viga)	140
47	Diferencia RAM CONNECTION vs cálculo manual (zona panel)	141
48	Diferencia RAM CONNECTION vs cálculo manual (placa de corte)	146
49	Análisis elástico de la conexión	147
50	Representación de deformaciones plásticas	148
51	Análisis elástico de la conexión	148
52	Representación de deformaciones plásticas sin conexiones RBS	149
53	Parámetros iniciales de la familia	165
54	Parámetros editados según diseño estructural	165

LISTA DE GRÁFICOS

Ilustración	Página
1 Rascacielos Tocoma, Chicago 1889	9
2 Distribución de esfuerzos de flexión en sección transversal de la viga	10
3 Pandeo en sección de la viga	11
4 Efecto del pandeo sobre el momento nominal de la viga	11
5 Análisis de primer y segundo orden	13
6 Placa de corte	16
7 Cuadro de propiedades SMF AGIES	20
8 Formación de articulaciones plásticas sobre viga	22
9 Factores de diseño ASCE 7-16	23
10 Factores de diseño AGIES NSE-3	24
11 Modelado de la estructura para el análisis modal	25
12 Modos de vibración de la estructura	25
13 límite de derivas Tabla 12.12-1 ASCE 7-16	26
14 Diseño típico de conexión viga-columna previo al terremoto de 1994	26
15 Conexión precalificada RBS	28
16 Variables geométricas conexión precalificada RBS	29
17 Ubicación de la articulación plástica sobre la viga	30
18 Propiedades de metal de relleno para soldaduras críticas	32
19 Análisis para módulo de sección plástica	32
20 Representación gráfica de cargas de capacidad	34
21 Dirección de la carga de corte sobre la articulación plástica	36
22 Representación gráfica de cargas sobre el sistema	36
23 Carga de momento sobre soldadura de los patines	37
24 Criterio de análisis conexiones de penetración completa según AISC 360-16	38
25 Falla por bloque de corte	40
26 Cargas sobre zona panel	41
27 Rigidizantes de zona panel	42
28 Interfaz general de RAM CONNECTION	44
29 Reporte y notas del análisis en RAM CONNECTION	45
30 IDEA STATICA	46
31 Modelado y análisis conexión RBS, con ABAQUS versión pagada	47
32 Estudio de conexión RBS emplando versión pagada de ANSYS	47
33 Ordenamiento de las familias en REVIT	49
34 Planta típica de la estructura	51
35 Elevación longitudinal	51
36 Carga gravitacional sobre losa Nivel 2	53
37 Carga gravitacional sobre losa Nivel 3	54

38	Carga gravitacional sobre azotea	55
39	Espectro de diseño	59
40	Periodo de diseño evaluado en el espectro de diseño	60
41	Extracción del peso sísmico en ETABS	61
42	Carga de espectro de diseño a ETABS	62
43	Extracción de VIX y VIY de ETABS	62
44	Aplicación de factores de calibración	64
45	Corte dinámico de diseño	64
46	Periodos fundamentales de la estructura	65
47	Periodos fundamentales evaluados en el espectro	66
48	Cortante basal por derivas	67
49	Vigas sistema SMF (X) articuladas	69
50	Vigas sistema SMF (Y) articuladas	69
51	Esquema de entrepiso y elementos de carga gravitacionales	74
52	Vista en planta secciones vigas gravitacionales	75
53	Revisión demanda/capacidad flexión vigas gravitacionales ETABS	75
54	Disposición de sistemas SMF vista en planta	76
55	Disposición de sistemas SMF vista en 3D	76
56	Nodo analizado para pre-dimensionamiento	78
57	Matriz de relación de módulo de sección plástica	79
58	Perfiles sistema SMF X	80
59	Relación de módulos de sección plástica perfiles sistema SMF nivel 1	81
60	Cortante actuante en cada nivel	82
61	Gráfico de derivas SMF X	84
62	Perfiles sistema SMF X	84
63	Gráfico de derivas SMF Y	86
64	Viga analizada sistema SMF X	86
65	Geometría del sistema analizado	87
66	Resultados análisis en ETABS viga SMF X	90
67	Viga analizada sistema SMF Y	91
68	Geometría del sistema evaluado	91
69	Resultados análisis en ETABS viga SMF Y	92
70	Columna analizada sistema SMF X	93
71	Nodos implicados en la columna a evaluar	95
72	Factor de longitud efectiva utilizando el método gráfico	96
73	Factor de longitud efectiva en dirección Y	97
74	Resultados análisis en ETABS columna SMF X	102
75	Columna analizada sistema SMF Y	102
76	Resultados análisis en ETABS columna SMF Y	104
77	Resultados análisis en ETABS SMF X, demanda/capacidad flexión y flexo- comprensión	104

78	Resultados análisis en ETABS SMF Y, demanda/capacidad flexión y flexo- comprensión	104
79	Conexión precalificada RBS y sus componentes	105
80	Ubicación de la conexión RBS diseñada	106
81	Esquema de dimensiones “a”, “b”, “c” conexión RBS	107
82	Geometría del sistema para el análisis	108
83	Superposición de corte	110
84	Cargas sobre el rostro de la columna	111
85	Cargas sobre las soldaduras	113
86	Cortante sobre zona panel	117
87	Esquema de variables geométricas de la conexión	123
88	Falla de arrancamiento de placa	124
89	Alargamiento de perforaciones	125
90	Plano de ruptura placa de corte	126
91	Plano de falla bloque de corte	127
92	Conexión con conexiones RBS terminadas	129
93	Elevación del sistema	129
94	Conexión con conexiones RBS terminadas	130
95	Disposición de conexiones diseñadas sistema SMF X	131
96	Disposición de conexiones diseñadas sistema SMF Y	131
97	Configuración inicial del programa	132
98	Configuración de tipo de cargas	133
99	Definición geométrica de la conexión	133
100	Asignación de carga sísmica	134
101	Asignación de soldadura de penetración completa	135
102	Modelo 3D de la conexión en RAM CONNECTION	135
103	Interfaz del programa	136
104	Revisión geométrica	136
105	Revisión de zona panel	137
106	Análisis sísmico de la conexión	138
107	Definición de combinaciones de carga gravitacional	142
108	Definición geométrica de los elementos a conectar	143
109	Reacciones de corte sobre la conexión	143
110	Selección de placa de corte	144
111	Modelo 3D de la conexión	144
112	Modificación de parámetros geométricos	145
113	Geometría final de placa de corte	145
114	Análisis placa de corte RAM CONNECTION	146
115	Línea de recorrido	150
116	Sección transversal y material del perfil	151
117	Modelo de viga típica W	151

118	Planos de referencia parametrizados	152
119	Control de parámetros geométricos de la viga	153
120	Modelado de elementos vacíos	153
121	Parámetros del corte circular	154
122	Altura de la extrusión para el corte	154
123	Agujero de acceso para la soldadura	155
124	Familia viga tipo W36X256 con criterios de conexión RBS	155
125	Límites geométricos conexión RBS AISC 358-16 sección 5.8	156
126	Revisión de geometría conexión RBS	157
127	Revisión para límites geométricos	157
128	Revisión para límites geométricos	157
129	Revisión para límites geométricos	158
130	Geometría de placa de corte parametrizada	159
131	Parámetro de cantidad de pernos	159
132	Parámetros geométricos de placa de corte	160
133	Control de parámetros del placa de corte desde la familia de viga con conexión RBS	160
134	Parámetro de visibilidad de placa de corte	161
135	Familia de perfil con conexión RBS y placa de corte	161
136	Simbología para soldadura de penetración completa	162
137	Control de visibilidad de simbología	162
138	Forma de cargar la familia	162
139	Familia cargada	163
140	Selección de elementos existentes	163
141	Sustitución de vigas	164
142	Prototipo cargado en modelo	164
143	Portada documento de diseño de rigidizantes en zona panel: Steel Design Guide Series No.13	178
144	Transferencia de carga de viga a zona panel	178
145	Proceso de corte circular sobre patines del perfil	179
146	Detalle 3D renderizado	180

RESUMEN

Para llevar a cabo este trabajo, fue necesario enfocarse en el campo de análisis estructural, específicamente en la rama de estructuras de acero. Dentro de las estructuras de acero, se enfocó hacia el sistema estructural de marcos especiales a momento (SMF) utilizando las conexiones precalificadas de tipo RBS. Adicionalmente se integrará la metodología BIM, mediante la generación de familias de conexiones RBS.

La actividad sísmica afecta constantemente a Guatemala debido al movimiento de placas y actividad volcánica. Razón por la cual se escogió un sistema estructural SMF, los cuales proveen de un óptimo desempeño sismorresistente. A raíz del terremoto de Northridge de 1994 se introdujo el desarrollo de conexiones precalificadas, las cuales evitan fallas en la conexión viga-columna. Este trabajo de investigación se enfocó en la conexión RBS, cuyas siglas en inglés significan sección de viga reducida y se caracteriza por el corte parabólico que se realiza en cada patín de la viga. Adicionalmente a la carga sísmica, la estructura deberá soportar las solicitaciones de carga gravitacional. Las cargas gravitacionales pueden tener duración permanente como el peso propio en la estructura y cargas vivas, variables en magnitud y tiempo de aplicación.

Para este proyecto se desarrolló el cálculo y diseño de una estructura de acero, que consista en marcos especiales a momento (SMF) con conexiones precalificadas de tipo (RBS) bajo las solicitaciones de carga sísmica de Guatemala en suelos libres de licuefacción, para una estructura enfocada a las solicitaciones de cargas gravitacionales de una industria de equipo pesado. Para brindar una propuesta y alternativa de diseño para edificios como bodegas de almacenamiento de equipo pesado, por medio de una estructura de acero. Se estudió la viabilidad de los sistemas de marcos especiales a momento (SMF) con conexiones precalificadas RBS, bajo la demanda sísmica y gravitacional generada por el equipo de una industria pesada. Se implementaron conceptos teóricos y se ampliaron mediante la investigación. Los cálculos desarrollados se compararon, con los resultados de programas de diseño estructural como ETABS™ y el último adquirido por la universidad, Bentley RAM CONNECTION™. De modo que se compruebe la viabilidad de dichos softwares de diseño, pero respetando la normativa nacional AGIES e internacional AISC y ASCE.

Adicionalmente se generó una biblioteca de familias paramétricas de perfiles W con la conexión precalificada RBS, de modo que el usuario tenga la posibilidad de modelar una estructura de acero con conexiones RBS, permitiéndole modificar los aspectos geométricos de la conexión. Las familias serán inteligentes y le notificará al usuario en caso de que algún parámetro geométrico no cumpla con las normas. Dichas familias serán compatibles con el software de modelado REVIT™, de este modo el modelado de la estructura irá de la mano con el cálculo estructural de la misma. De este modo se fomenta la implementación de la metodología BIM, la cual ofrece el desarrollo de un proyecto más eficiente

I. INTRODUCCIÓN

Con el pasar del tiempo se han desarrollado diversas metodologías para garantizar el cumplimiento de una estructura ante la demanda carga gravitacional y sísmica. Dichos métodos han surgido mediante la investigación y el aprendizaje de errores cometidos en el pasado, permitiendo así una evolución en la construcción. De manera que los actuales códigos de diseño guían al ingeniero para desarrollar una estructura eficiente, que cumpla con los requisitos de carga gravitacional y sea seguro ante la amenaza sísmica. Los terremotos son una amenaza constante en diversos países y regiones en el mundo incluyendo Guatemala, estos han producido que edificios colapsen causando pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas. Es imposible determinar cuándo se producirá un terremoto y la magnitud que tendrá, de manera que las estructuras deberán tener la capacidad de garantizar la seguridad al usuario al momento del ocurrir un evento sísmico.

Es por ello que existen diversas metodologías, en distintos materiales de construcción que brindan un comportamiento estructural sismorresistente cada uno con sus ventajas y limitantes. Para este trabajo de graduación se estudiarán los marcos especiales a momento, conocidos internacionalmente por las siglas SMF para estructuras de acero. Estos son un sistema estructural sismorresistente compuesto por vigas y columnas los cuales trabajan con la rigidez suficiente para soportar cargas verticales y horizontales. Dentro de las características de los sistemas SMF es su capacidad de absorber fuerzas sísmicas mediante deformaciones plásticas.

Sin embargo, en el terremoto de Northridge en California en 1994 se presentó una debilidad en estos sistemas estructurales, las cuales produjeron el colapso de varios sistemas SMF en estructuras de acero. Tras diversas investigaciones se descubrió que la unión viga-columna fue la responsable del colapso de estos elementos estructurales durante dicho terremoto. Se realizaron propuestas para proteger la integridad de la conexión y la integridad de la estructura, creando así el concepto de conexiones precalificadas. Estas consisten en diversas formas de proteger la unión entre la viga y la columna en marcos especiales a momento de estructuras de acero. Existen diversos tipos de conexiones precalificadas, las cuales se diferencian en forma, requisitos y proceso cálculo estructural.

Siendo la conexión precalificada RBS de interés para el estudio, cálculo y modelado mediante software de análisis estructural y modelado arquitectónico para este trabajo de graduación. Con el fin de proporcionar una propuesta sismorresistente para las estructuras de acero compuesta por marcos especiales a momento que integren la conexión precalificada RBS. Adicionalmente se verificará la viabilidad de la conexión ante la acción de altas cargas gravitacionales y se crearán familias geométricas para el modelado arquitectónico. De modo que se fomentará el estudio prácticas sismorresistentes viables en países con constante riesgo sísmico como el caso de Guatemala y se integrará la metodología BIM.

II. ANTECEDENTES

A finales del siglo XIX surge en Estados Unidos una competencia por desarrollar cada vez edificios más altos a los tradicionales, creando la categoría de rascacielos. Sin embargo, el reto que presentaba estos eran el peso que debían soportar los elementos estructurales de los primeros niveles. En aquel tiempo se construía mediante mampostería la cual limitaba el crecimiento dado el peso de los materiales. Sin embargo, el inglés Henry Bessemer logró desarrollar una metodología económica para la producción de acero en masa, la cual fue aplicada a la ingeniería civil impulsando el desarrollo de rascacielos. (Bellis, 2020)

Dentro de las ventajas de construir con acero se encuentra el peso del material, el cual fomenta una estructura más liviana en comparación de estructuras de concreto y mampostería. Es por ello que los primeros rascacielos fueron estructuras compuestas de acero. Utilizando marcos de acero con uniones de remaches. (Petruzzello, 2021)

En el año 1906 se produjo uno de los terremotos más mortales de estados unidos en el estado de California, el cual afecto a la ciudad de San Francisco. Sin embargo se descubrió posterior al terremoto que las estructuras compuestas de marcos a momento de acero tuvieron un mejor desempeño en el sismo a comparación de estructuras hechas de mampostería sin reforzar y marcos de madera que se utilizaban en dicha época. Dicho evento resalto la ventaja en eventos sísmicos del material. (Hamburger, 2009)

A mediados del siglo IX las conexiones entre elementos evolucionaron de remaches a conexiones con pernos. Se implemento también el uso de soldaduras para conectar las vigas a columnas en los sistemas de marcos. Durante los años 80 predominó el uso de marcos a momento con conexiones soldadas en estructuras sujetas a cargas sísmica aprovechando la ductilidad que estos sistemas ofrecen. Como también se implementaron nuevos mecanismos sismorresistentes en combinación con los marcos a momento como riostras excéntricas, muros de corte y amortiguadores. (Elsesser, 2004)

Sin embargo en el año 1994 ocurrió un suceso que provocó la innovación en estructuras de acero para evitar mecanismos de falla en las conexiones de marcos a momento. En el año 1994 se produjo otro terremoto en la ciudad de Northridge, California el cual causo el colapso de varias estructuras de acero compuestas de marcos a momento con conexiones soldadas en la unión viga-columna. Tras realizar diversas investigaciones posterior al terremoto se concluyó y comprobó que las conexiones estaban sujetas una alta demanda de carga, la cual produjo deformaciones en el área de las soldaduras produciendo la falla de la misma, también se determinó fallas en la zona panel dada la alta concentración de esfuerzos. (Andrew O'Donnell, 2018)

Ante dicha problemática se propuso una metodología para cuidar dicha concentración de carga sobre las conexiones y zona panel, la cual consistió en la creación de conexiones precalificadas. Lo que buscan las conexiones precalificadas es la protección de la zona donde se conecta la viga con la columna en los marcos especiales e intermedios a momento. Existen diversos tipos de conexiones precalificadas, algunas consisten en agregar rigidizantes sobre la conexión, sin embargo existe una que propone debilitar los patines de la viga a una distancia indicada del rostro de la columna. A dicha conexión se le denomina conexión RBS la cual será tema de estudio de este proyecto. (Andrew O'Donnell, 2018)

III. JUSTIFICACIÓN

Guatemala es un país que se ve afectado constantemente por la actividad sísmica, dicha actividad ha producido pérdidas materiales y pérdidas de vidas humanas. La actividad sísmica que afecta al país tiene origen en el movimiento de placas y a la actividad volcánica, por lo que la condición de país sísmico estará presente de forma permanente. Es por ello que este trabajo profesional buscará el desarrollo de una estructura que cumpla con las demandas sísmicas. Es importante hacer énfasis e invertir en metodologías que garanticen un buen comportamiento sismorresistente. Guatemala se ha visto afectada por terremotos mortales a lo largo de sus historias siendo los más recientes el de 1976 y el de San Marcos de 2012. El terremoto de 1976 produjo la pérdida de 23 mil vidas y se estima un impacto económico de aproximadamente 3 mil millones de dólares. Mientras que el terremoto de 2012 ocasionó 52 muertos, y pérdidas materiales de 128 millones de dólares. Es imposible conocer cuando ocurrirá otro terremoto de gran magnitud, pero es posible salvar vidas si la estructura se diseña de forma sismorresistente.

Se propondrá el desarrollo de una estructura de acero que consista en un sistema estructural de marcos especiales a momento (SMF). Los marcos especiales a momento proveen de un excelente desempeño sísmico, razón por la cual el código de construcción guatemalteco AGIES permite dicho sistema de construcción en todos los niveles de protección sísmica sin limitar la altura de la estructura. Por lo que se decidió utilizar los marcos especiales a momento, para este trabajo de investigación dado que poseen mayor aplicación que otros sistemas estructurales como sistemas OMF e IMF.

Se escogió una estructura de acero ya que como material posee ventajas a comparación de otros materiales de construcción. El acero es un material que tiene la capacidad de deformarse de manera dúctil. Los marcos especiales aprovechan esta característica del acero permitiendo un alto desempeño dúctil en comparación de otros sistemas estructurales. Sin embargo, para garantizar que se desarrollen deformaciones en el material de manera segura se le deben proveer conexiones precalificadas. La ductilidad es fundamental para la actividad sísmica ya que la energía sísmica que recibe la estructura puede disiparse por medio deformaciones plásticas.

En Guatemala la minoría de estructuras son de acero, sin embargo, en los últimos años se han construido nuevas edificaciones que consisten en estructuras de acero como por ejemplo el edificio XPO1 ubicado en zona 4. Por lo que una de las motivaciones de este trabajo de investigación es fomentar la aplicación de estructuras de acero en el país, aprovechando las ventajas que el material proporciona.

Otro parámetro importante a considerar es la conexión que unirá los miembros viga-columna. En 1994 hubo un terremoto en Northridge California en donde algunas estructuras de acero fallaron en la zona de conexión viga-columna, debido a las altas concentraciones de esfuerzos. Por lo que se introdujo en la normativa de construcción estadounidense el concepto de conexiones precalificadas, las cuales protegen la zona de unión viga-columna, para evitar una falla. (Neha K. Berde, 2013) Para este trabajo de graduación se propuso analizar las conexiones precalificadas viga de sección reducida conocidas por su abreviatura conexiones RBS.

Para este tipo de conexión se debilita una zona crítica cerca de cada extremo de la viga, sobre los patines mediante un corte redondeado que disminuirá la sección de la viga gradualmente. Esta disminución en la sección transversal reduce la resistencia ante esfuerzos de flexión, permitiendo que dicha zona alcance el momento plástico con mayor facilidad. De manera que cuando se produzca un sismo las deformaciones plásticas no ocurrirán en la conexión, sino en la región debilitada por la reducción de la viga. De manera que esta conexión brinda un comportamiento que garantiza la ductilidad del marco, en una región segura donde la integridad de la estructura no se verá comprometida.

Se escogió la conexión RBS dado que es interesante indagar como al debilitar estratégicamente la viga, se provee un mejor comportamiento sismo resistente de todo el sistema SMF. Las conexiones precalificadas RBS poseen como ventaja sobre otras conexiones: no requerir de inversión en material extra como: placas sobre los patines o en la base de la viga, tampoco una alta cantidad de pernos, siendo una alternativa más económica. Únicamente es necesario realizar un corte tal como lo indica la norma para garantizar un comportamiento sismorresistente efectivo. Por lo que es posible aplicar conexiones precalificadas RBS en Guatemala dado que se garantiza absorción de energía sísmica y protección a la unión viga-columna.

El sistema estructural mencionado anteriormente se le aplicarán solicitaciones de carga gravitacional de almacenaje de equipo pesado. De manera que adicionalmente al comportamiento sísmico que el sistema SMF con conexiones RBS, el sistema deberá tener la capacidad de cumplir con alta demanda gravitacional impuesta por el almacenamiento de equipo pesado. Considerando que la viga se debilita es importante evaluar si los marcos a momento con conexiones precalificadas RBS son un sistema estructural conveniente ante la acción de dichas cargas gravitacionales mencionadas. Para ello será necesario la implementación de software de diseño como ETABS y RAM CONNECTION.

Adicionalmente al análisis estructural que se realizará en este trabajo, se desea fomentar la metodología BIM. Para ello se generarán familias de perfiles de acero con conexiones RBS. Es importante fomentar el uso de la metodología BIM, ya que se promueve un proceso constructivo eficiente. Las familias de vigas con conexiones RBS, se generarán utilizando las medidas de perfiles W que cumplan con las normas AISC y estén dentro de los perfiles permitidos para conexiones RBS. Estas le permitirán al usuario modificar las dimensiones del corte sobre los patines de la conexión RBS y le notificarán si el valor ingresado no respeta la geometría indicada según la normativa AISC 358-16. También las familias proporcionarán información respecto a la geometría, haciendo que el proceso de modelado y detalle estructural sea más eficiente y se promueva la metodología BIM en Guatemala.

IV. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Determinar el comportamiento sísmico de una estructura de acero SMF (marcos especiales a momento) ubicada en Guatemala sobre suelos libres de licuefacción, sujeta a carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado, utilizando la conexión precalificada RBS, implementando perfiles de acero validados por las normas AISC 341-16 y AISC 358-16.

B. Objetivos específicos

- Proponer un tipo de construcción sismo resistente para Guatemala, tomando como referencia las normas estadounidenses ASCE 7-16, AISC 341-16, AISC 358-16 y AISC 360-16 para el cálculo de las conexiones y la norma guatemalteca AGIES NSE 2 para el cálculo de aceleraciones de suelo.
- Desarrollar el diseño y cálculo de una estructura que consista de marcos a momento de alta ductilidad SMF.
- Diseñar las conexiones RBS para un sistema SMF con carga gravitacional de maquinaria pesada.
- Verificar la viabilidad del programa de diseño y cálculo estructural Bentley RAM Connection.
- Revisar el desarrollo de articulaciones plásticas ante el suceso de un terremoto en Guatemala, utilizando vigas de acero A992 y conexiones precalificadas RBS.
- Evaluar el comportamiento de la estructura para la combinación de cargas gravitacionales de equipo pesado y cargas sísmicas.
- Desarrollar familias paramétricas en REVIT de perfiles de acero con conexiones precalificadas RBS que respeten la normativa AISC 358-16.

V. ALCANCE

El siguiente trabajo analiza un caso específico para estructuras de acero sujeta la combinación de carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado y sísmica de la ciudad de Guatemala para un suelo tipo D. Se diseñó una estructura de acero la cual empela como sistemas sismorresistentes, marcos especiales a momento en ambos sentidos utilizando perfiles de acero estructural ASTM A992. Todos los marcos especiales a momento poseerán conexiones precalificadas RBS.

Se planteó una estructura de tres niveles los cuales suman una altura total de 14 metros y con una forma simétrica en planta y elevación. Para dicha estructura se aplicó un análisis sísmico para definir la demanda total sísmica actuante. Se diseñaron los elementos estructurales para cumplir con criterios de estabilidad y derivas. Para los marcos especiales a momento se realizó el análisis de flexión y corte para las vigas, mientras que para las columnas se evaluó y analizó efectos de flexo-compresión, carga axial y corte. Se enfatizó en el diseño de la conexión precalificada RBS la cual está diseñada para proteger la conexión viga-columna en los marcos, dicha conexión fue aplicada en todos los marcos especiales a momento.

Para cumplir con un diseño seguro fue necesario implementar la normativa guatemalteca AGIES NSE-1, AGIES NSE-2 y AGIES NSE-3 para el análisis sísmico y para el diseño y revisión de elementos se utilizó ASCE 7-16, AISC 341-16, AISC 360-16 y AISC 358-16. También se recurrió a al uso de los siguientes softwares: ETABS, RAM CONNECTION, IDEA STATICA y REVIT.

Este proyecto ofrece el procedimiento detallado de un análisis sísmico para un un suelo tipo D en la ciudad de Guatemala evaluando la estructura descrita anteriormente. Seguido se mostrarán resultados de dicho análisis como criterios de estabilidad, derivas, y fuerzas de cortante basal de diseño.

Para los marcos a momento se presentará el proceso de cálculo para las vigas y columnas ante los mecanismos de falla descritos anteriormente y se expondrán los resultados calculados de forma manual y mediante el uso del software ETABS. En cuanto las conexiones precalificadas se desarrollará el diseño geométrico de la conexión RBS para todos los marcos especiales a momento. Se presentará el procedimiento de análisis de la viga y zona panel según la geometría de la conexión definida y la carga gravitacional actuante. Tanto el diseño de los elementos estructurales y las conexiones serán buscando optimizar la estructura.

Adicionalmente en este proyecto se utilizó el software de diseño REVIT para crear modelos arquitectónicos tridimensionales que consisten en vigas de acero con la conexión precalificada RBS. Se presentará un archivo con extensión (.rfa) el cual condensará el prototipo de familias de perfiles W con la conexión RBS desarrollado en REVIT. Esto con el fin de implementar la metodología BIM a este proyecto.

VI. MARCO TEÓRICO

A. Sistemas de marcos especiales a momento

1. Definición de marcos a momento. Los marcos a momento son sistemas estructurales que permiten soportar carga vertical y carga lateral. Estos sistemas se componen únicamente por vigas y columnas, sin embargo, la unión entre ambos elementos es rígida. Esta condición produce que la carga de corte y momento que se efectúe sobre las vigas será transferido hacia las columnas de los marcos. Siendo así sistemas estructurales rígidos y estables ante la acción de carga lateral. (AGIES/NSE-3, 2018)

B. Historia SMF

A finales del siglo XIX las ciudades más desarrolladas en Estados Unidos comenzaron a desarrollar edificios cada vez más altos. Tras el invento del elevador se buscó desarrollar estructuras con cada vez más pisos tanto para uso residencial, comercial e incluso industrial. La metodología de construcción empleada durante esa época fue la mampostería no reforzada para muros de carga. La mampostería soportaría la carga vertical y las solicitudes de carga sísmica, sin embargo, limitaba el crecimiento vertical de la estructura. La mampostería de carga es un método de construcción pesado, por lo que al agregar niveles a los edificios la demanda del peso propio supera la resistencia de los ladrillos utilizados. Esto limitaba a las construcciones a tener un máximo de 5 niveles. (Hamburger, 2019)

Ante esta problemática los ingenieros propusieron implementar estructuras de marcos compuestos por vigas y columnas. Los marcos a momento de acero comenzaron a implementarse durante la década de 1880, el objetivo de estos sería soportar la demanda de carga gravitacional y sísmica adicionalmente permitir el crecimiento vertical de las estructuras. Los marcos a momento poseían un peso más liviano en comparación con la mampostería de carga, permitiendo de este modo que las estructuras crecieran de forma vertical. La mampostería se seguiría implementando, pero no de forma estructural sino para muros de divisiones internas y fachadas. (Hamburger, 2019)

Una de las personas que permitió el desarrollo de las estructuras de acero fue un inventor británico conocido como Henry Bessemer. Él inventó un nuevo método para producir acero el cual era más eficiente y económico al cual patentó como acero Bessemer. De modo que el costo de producción bajo y la producción de acero aumento beneficiando al mundo de la mecánica, militar y sobre todo revolucionó la construcción. A partir del invento de Bessemer el acero comenzó a producirse en masa y fue comercializado internacionalmente. (Bellis, 2020)

En el año 1889 el arquitecto George A Fuller, utilizando el acero Bessemer para la creación de vigas, logró desarrollar uno de los primeros rascacielos el edificio Tacoma en Chicago, con una altura de 50 metros y 13 pisos. Este edificio estaría sostenido por una estructura de acero interna y muros de carga de mampostería. En el año 1889 también se desarrolló en Chicago el edificio Rand McNally el cual fue el primer edificio con una estructura completamente hecha de marcos de acero. El edificio Randy McNally poseía columnas y perfiles de acero remachado. Las formas de los primeros perfiles de acero fueron

perfiles rectangulares y perfiles de ala ancha (WF). Sin embargo, los ingenieros notaron los efectos del viento sobre la estructura, por lo que desarrollaron los primeros rigidizantes contra el movimiento lateral. Para estabilizar la estructura se reforzó la conexión de la viga con las columnas mediante angulares de acero y remaches, restringiendo más la rotación de modo que las condiciones fronteras simulaban un empotramiento, tal como en los marcos a momento. (Leslie, 2020)

En el año 1906 en la ciudad de San Francisco, ocurrió uno de los terremotos más catastróficos en la historia de Estados Unidos. Muchas estructuras que estaban compuestas de mampostería colapsaron, sin embargo, las estructuras de acero existentes tuvieron un mejor desempeño sismo resistente. En el año 1933 se prohibió la construcción con mampostería no reforzada en las zonas sísmicas de Estados Unidos como el estado de California. En cuanto a las estructuras de acero, las conexiones y empalmes de los elementos se comenzó a utilizar pernos, sustituyendo a los remaches. Durante la década de los años sesenta se desarrollaron estudios para evaluar el comportamiento de las conexiones soldadas. (Leslie, 2020)

En el año 1972 la norma de construcción estadounidense UBC, validó las conexiones soldadas en los marcos a momento la cual es una conexión de viga-columna capaz de transmitir corte y momento. La conexión WUF consiste en soldar los patines superiores e inferiores de la viga al rostro de los patines de la columna, para transmitir el momento de flexión. El corte se transmite mediante una placa simple de acero que se conecta con pernos o es soldada en el alma de la viga y se conecta al rostro del patín de la columna. El uso de estas conexiones tenía como ventaja que no necesitaba de rigidizantes para estabilizar y dar soporte a la estructura. Este tipo de conexión tuvo un buen desempeño ante los sismos en la región de California, haciéndose un estándar en la construcción de estructuras de acero sismorresistentes compuestas de marcos a momento. (Hamburger, 2019)

Los marcos a momento de acero evolucionaron tras el terremoto de Northridge del año 1994, en donde sí hubo daños graves y colapso en las estructuras de acero. Esto produjo que se realizaran mayores investigaciones y se propusieran métodos de construcción más seguros. Desde este terremoto se desarrollaron cambios en las propiedades del material de las estructuras de acero, dando como resultado en el año 1998 la creación del acero estructural A992. Se realizaron cambios a los códigos de construcción y se introdujo el concepto de conexiones precalificadas, la cual consiste en diversas metodologías para garantizar el comportamiento dúctil de los marcos a momento y proteger la conexión viga-columna. (Hamburger, 2019)



Figura 1. Rascacielos Tocoman, Chicago 1889

(Leslie, 2020)

C. Componentes de los marcos a momento

1. Vigas. Las vigas son los elementos estructurales que se colocan de forma horizontal y se conectan a las columnas de los marcos a momento. Las vigas están cargadas de forma transversal por la acción de cargas muerta y vivas, adicionalmente éstas pueden recibir carga en su plano axial por la acción del viento y sismo. En estructuras de acero predomina el uso de perfiles “W” sobre otros perfiles metálicos: “S”, “WT”, “C” y “HSS” para el uso de vigas. También es posible elaborar vigas compuestas de distintos perfiles y materiales, como es el caso de las vigas reticuladas. El criterio para dimensionar la viga y utilizar un tipo de perfil dependerá de las necesidades del proyecto y de la demanda de carga.

a. **Flexión sobre vigas.** Como se mencionó antes, las vigas están sometidas a cargas transversales a su plano longitudinal, las cuales generan fuerza de corte y momento. La acción de estas cargas producen esfuerzos de flexión sobre la viga. La flexión es un tipo de deformación en donde la sección transversal se desplaza con relación al eje de simetría de la sección de la viga. Esto produce que la viga adquiera una forma parabólica al momento de aplicar carga sobre ella. La forma y magnitud de flexión al que está sometida la viga dependerá de distintos factores como: la magnitud y posición de la carga, los apoyos sobre los que esta la viga y el material de la viga. La flexión causa que la superficie superior e inferior de la viga estén sometidas a esfuerzos de axiales de tensión y compresión. La ecuación que modela la flexión en el rango elástico, en cualquier punto de la viga es la que se muestra a continuación. (McCormac & Csnark, 2013)

Siendo “M” la magnitud del momento flector que actúa sobre el punto evaluado de la viga. La variable “c” corresponde a la distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tensión o compresión del elemento. El valor de “I” corresponde a la inercia de la sección transversal de la viga, relacionar “I” / “c” da como resultado “S” la cual representa el módulo de sección de la viga. En el rango elástico el comportamiento de los esfuerzos en la sección del perfil es lineal, los cuales crecerán conforme estén más alejados del eje neutro. Conforme se aumente la carga sobre la viga los esfuerzos de tensión y compresión incrementarán en las fibras extremas de la viga hasta alcanzar el valor límite de cedencia del acero. A partir de dicho punto, el acero estará en su zona plástica y sus esfuerzos no incrementarán. El comportamiento en el gráfico pasa de ser lineal a tomar una forma trapezoidal conforme siga plastificándose la sección. (McCormac & Csnark, 2013)

Expresión No.1: Esfuerzos de flexión sobre una viga

$$f = Mc/I = M/S$$

Cuando toda la sección transversal de la viga alcance su plastificación, los esfuerzos en toda la sección serán de la misma magnitud, tal como se muestra en el gráfico “f” de la Figura No.2. Al plastificarse toda la sección de la viga se produce la articulación plástica, y el momento que produce dicha condición se le llama momento plástico. Al desarrollarse una articulación plástica en la viga se producen la tensión y compresión en las fibras extremas producen una rotación permanente. En los marcos especiales a momento se busca que se formen articulaciones plásticas zonas determinadas de la viga, ante la carga sísmica. Dado que las articulaciones plásticas permiten absorber la energía sísmica y adicionalmente le advierten al usuario que el elemento puede fallar.(McCormac & Csnark, 2013)

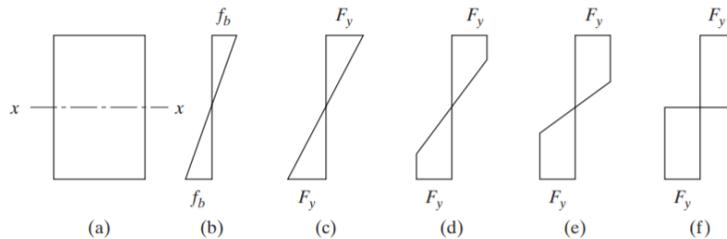


Figura 2. Distribución de esfuerzos de flexión en sección transversal de la viga

(McCormac & Csnark, 2013)

b. **Efecto del pandeo lateral torsional.** La carga actuante sobre la viga puede producir que esta se pandee en un plano perpendicular al que se aplica la carga. El pandeo se presenta cuando se aplica un esfuerzo de compresión, si se analiza la viga en su sección transversal la carga que actúa sobre esta comprime la viga. Para perfiles de sección “W” el alma es una región esbelta por lo que esta tendrá riesgo de deformarse por pandeo lateral Figura No.3. La acción del pandeo produce que la viga se desestabilice comprometiendo la integridad de la estructura. Las vigas con una sección esbelta estarán más propensas a sufrir de pandeo lateral torsional, por lo que es necesario en algunos casos rigidizar dichos elementos. (McCormac & Csnark, 2013)

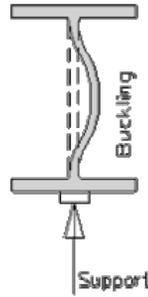


Figura 3. Pandeo en sección de la viga

(McCormac & Csnark, 2013)

Como se mencionó el efecto del pandeo produce que la viga se desestabilice afectando su capacidad de resistir los esfuerzos de momento flexionante o momento nominal. Para el análisis de vigas se consideran tres regiones en un gráfico, que relaciona el momento en el eje de las ordenadas y la longitud sin arriostramiento en el eje de las abscisas. Para la zona 1 del gráfico se posee la mayor magnitud de momento, dicho comportamiento indica que no hay pandeo lateral dado que hay rigidez en el perfil seleccionado y que se alcanzará la plastificación de la viga. Para la zona 2 se observa una disminución lineal conforme aumenta la longitud no reforzada e indica que habrá pandeo lateral tras plastificarse algunas fibras en compresión. La zona 3 posee el menor rango de magnitud de momento nominal dado que indica que habrá pandeo y torsión en la viga antes que la sección se plastifique en alguna de sus fibras. Para los marcos especiales a momento la provisión sísmica AISC 341-16 establece que las vigas deberán reforzarse para evitar los efectos del pandeo lateral torsional con el fin de permitir el desarrollo de la articulación plástica, de manera que para flexión las vigas estarán en la zona 1 del gráfico.

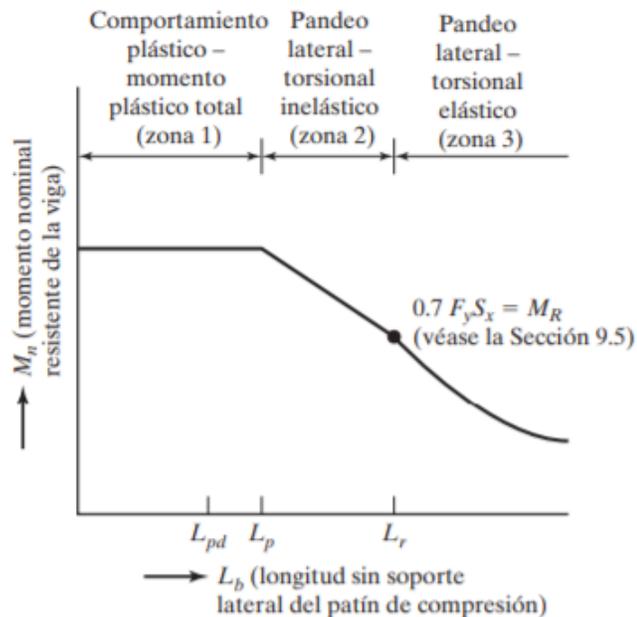


Figura 4. Efecto del pandeo sobre el momento nominal de la viga

(McCormac & Csnark, 2013)

2. Columnas. Las columnas son los miembros estructurales colocados de forma vertical y se extienden por toda la altura de la estructura. Estos elementos están cargados en su plano axial, transmiten la carga vertical la cual corresponde a la carga viva y carga muerta. Las columnas recibirán carga de compresión proveniente de toda la carga gravitacional, adicionalmente en los marcos a momento, las vigas transfieren carga de momento de flexión hacia la columna. Esto produce que la columna está en flexo compresión.

a. **Relación de esbeltez.** La estabilidad es una de las principales características que debe poseer la columna, por lo que las normas de construcción determinan que las columnas no deben ser perfiles esbeltos. Los elementos esbeltos, tienen la particularidad de que sufrir pandeo antes de desarrollar su capacidad de resistencia por compresión. En estructuras se prohíbe utilizar elementos esbeltos para el diseño de las columnas de la estructura, ya que harían una estructura inestable y débil. Por lo que para las columnas se debe cumplir con el criterio de compacidad que determina si un perfil es esbelto o no. Este criterio se especifica en el cuadro D1.1 de la norma AISC 341-16. Es permitido utilizar patines laminados, perfiles compuestos, angulares y HSS siempre y cuando estos sean elementos no esbeltos. (McCormac & Csnark, 2013)

A pesar de que el perfil seleccionado sea un elemento no esbelto, la columna podrá pandearse por la acción de la carga axial aplicada. Por lo que en el diseño de columnas de acero también se debe considerar el valor de la relación de esbeltez de la columna, la cual dependerá la longitud que esta tenga y de sus condiciones de apoyo. Por lo que se deberá calcular el valor de la relación de esbeltez aplicando la siguiente expresión. (McCormac & Csnark, 2013)

Expresión No.2: Relación de esbeltez

$$Relacion = KL/r_x = KL/r_y$$

El valor de K es un factor de longitud efectiva, este incrementará o disminuirá la longitud de la columna dependiendo de sus condiciones de apoyo o bien en el caso de la presencia de arriostramiento lateral. El valor de K puede obtenerse mediante tablas en manuales de construcción o calcularse directamente. La variable L representa la longitud de la columna. El valor de r representa el radio de giro de la sección transversal de la columna en el eje analizado, siendo el eje x o eje y. Para perfiles W o perfiles rectangulares, el radio es distinto en eje x y eje y, por lo que estos perfiles serán más susceptibles a pandearse en uno de sus ejes. Para el diseño de columnas se deberá considerar el valor la relación de esbeltez más alto obtenido. (McCormac & Csnark, 2013)

b. **Flexocompresión.** En marcos a momento las vigas transmiten el momento flector hacia las columnas someténdolas a flexión adicionalmente a la carga axial. De este modo las columnas tienen dos motivos para presentar flexión en su plano longitudinal, siendo uno el momento que actúa sobre ella y el segundo motivo la carga axial. A esta combinación de cargas se le denomina esfuerzo de flexo-compresión. La magnitud de estas cargas podrá determinar mediante análisis estáticos en la estructura y a estas cargas se les denomina efectos de primer orden. En la Figura No.5 se muestran las cargas del análisis de primer orden en dos escenarios, siendo el primer caso donde (Pnt) representa la carga axial y (Mnt) el momento flector, cuando la columna está restringida al pandeo lateral en ambos nodos.

Para el segundo escenario se considera que la columna sí podrá desplazarse lateralmente en sus nodos, de modo que la carga axial se representa por la variable (P_{lt}) y el momento (M_{lt}). (McCormac & Csnark, 2013)

Adicionalmente en marcos a momento, se deben considerar los efectos del desplazamiento por ladeo que pueden ocurrir sobre este, para ello se emplea el proceso llamado análisis de segundo orden. En los análisis de segundo orden se consideran los desplazamientos laterales de la estructura, siendo la deflexión entre los nodos de la columna efectos ($P-\delta$) y el desplazamiento lateral de los nodos de la columna ($P-\Delta$). Nótese en la Figura No.5 que cuando se restringe la estructura al ladeo, ocurre una deflexión representada por el símbolo δ entre los nodos de la columna. Cuando la estructura no posee restricción se produce un desplazamiento lateral, también conocido como deriva, en el nodo el cual se representa por la variable Δ , se modela la columna como un voladizo cuyo nodo inicial está fijo y no posee desplazamiento lateral mientras que el otro extremo de la columna esta libre permitiendo desplazamiento. Tanto δ como Δ incrementan la demanda de carga axial y momento sobre la columna ya que se incrementan las deflexiones en la columna. Para considerar estos efectos sobre se incrementarán los valores de carga axial y momento mediante factores de amplificación en el proceso de diseño, para las cargas provenientes del orden. (McCormac & Csnark, 2013)

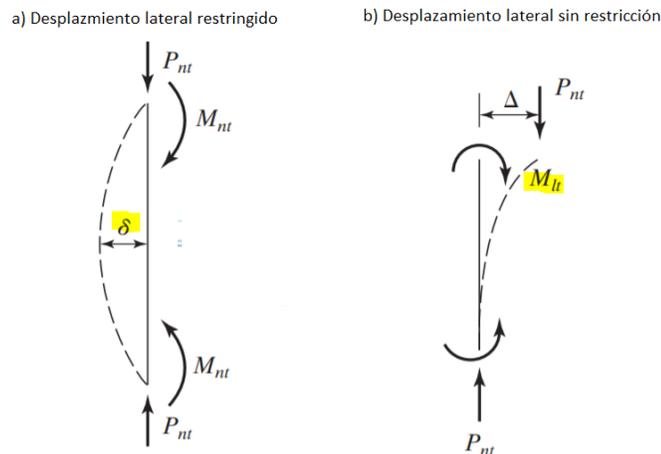


Figura 5. Análisis de primer y segundo orden

(McCormac & Csnark, 2013)

Para conocer la magnitud total de la carga de compresión y momento flector que debe soportar la columna, en el apéndice 8 de la norma AISC 360-16 se establece la siguiente ecuación para la carga axial. (McCormac & Csnark, 2013)

Expresión No.3: Carga axial considerando efectos de primer y segundo orden

$$Pr = Pnt + B_2Plt$$

Y para el momento total se aplica la siguiente expresión:

Expresión No.4: Demanda de momento considerando efectos de primer y segundo orden

$$Mr = B_1 Mnt + B_2 Mlt$$

En ambas expresiones, los efectos de primer orden corresponden a las variables (Pnt), (Plt), (Mnt) y (Mlt). Mientras que para considerar los efectos de segundo orden se implementan los factores de amplificación B1 para considerar la deflexión (P- δ) y B2 para considerar el desplazamiento lateral por los efectos (P- Δ). Será válido aplicar estas expresiones cuando la conexión viga-columna sea totalmente restringida. Esto aplica a los marcos especiales a momento ya que se dedujo que los marcos especiales a momento son elementos rígidos que muestran resistencia a la rotación en los nodos viga-columna. (AISC-360-16, 2016)

El factor de amplificación B1 se calcula aplicando la expresión No.5 y amplificará únicamente el momento aplicado bajo la condición de nodos restringidos a desplazamientos. El cálculo de este factor considera la variable Cm el es un factor que considera el momento actuante en los extremos de la columna, sin embargo, este podría variar según las condiciones frontera de la columna y si la columna posee carga transversal aplicada, de modo que la norma AISC 360-16 permite igualar Cm a 1, para un cálculo más conservador. La variable Pr considera la suma de las cargas axiales de primer orden sin amplificar por lo que: Pr=Pnt+Plt. La variable Pe1 representa la resistencia de la columna al pandeo. B1 al ser un factor de amplificación no podrá ser menor a 1, por lo que en el caso de que el resultado sea menor se deberá asumir B1 = 1. (AISC-360-16, 2016)

Expresión No.5: Cálculo del factor de amplificación B1

$$B_1 = Cm / (1 - \alpha(Pr/Pe)) \geq 1$$

Para calcular el factor de amplificación por ladeo B2 se deberá implementar la expresión No.6, dicha expresión considera "P piso" la cual representa la magnitud de toda la carga vertical sostenida por el piso. Por otra parte, se tiene "Pe piso" la cual consiste determinar la resistencia al pandeo de todas las columnas ya que se considera que todas las columnas se ladean de forma simultáneamente ante la demanda de una fuerza lateral. Tanto para B1 como B2 está la variable α cuyo valor es igual a 1 según la metodología de trabajo LRFD. Al igual que en el cálculo del factor B1, la magnitud calculada no deberá ser menor a 1 dado que se busca incrementar la magnitud del momento (AISC-360-16, 2016)

Expresión No.6: Cálculo del factor de amplificación B2

$$B_2 = Cm / (1 - \alpha(P_{piso}/Pe_{piso})) \geq 1$$

c. **Revisiones sísmicas.** La columna estará sujeta a la carga sísmica de modo que se deberán considerar las cargas que actúan sobre esta para su análisis. Los sismos inducirán cargas horizontales y verticales de modo que se deberá considerar las ecuaciones indicadas en la sección 12.4 del ASCE 7-16 para integrar estas cargas para su aplicación en las combinaciones de cargas sísmicas. Cabe resaltar que se deberá implementar el Factor Ω para este análisis. (ASCE-7-16, 2016)

El diseño sísmo resistente de la columna considera dos casos, el caso 1 donde se analiza la capacidad de flexión y compresión de la columna para este se aplicarán los factores B1 y B2. En el primer caso no se mayorará la carga sísmica. El 2do caso la columna se analizará para una carga de sismo mayorada y se evaluará su capacidad a compresión, aplicando para este análisis únicamente el factor B2. La columna deberá cumplir las solicitaciones de carga de corte, momento y axial para el primer caso y cumplir con solicitaciones de carga axial en el segundo caso. (Sabelli, 2019)

D. Conexiones

Las conexiones son los elementos en los marcos, encargados de transmitir la carga entre elementos, haciendo que toda la estructura trabaje en conjunto. Las conexiones de acero inicialmente se hacían con remaches, pero con el pasar de los años surgieron métodos más seguros de modo que se utiliza actualmente conexiones atornilladas, conexiones soldadas o los dos tipos de conexiones simultáneamente. En marcos a momento la conexión entre el elemento viga-columna deberá proporcionar rigidez para estabilizar el marco ante una demanda lateral. Para ellos se deberá restringir la rotación en la conexión, por medio de fortalecer la conexión. Las conexiones son piezas fundamentales de la estructura y garantizan el efectivo comportamiento de los marcos a momento. En los marcos a momento se debe restringir la rotación de las conexiones para fines de estabilidad y para forzar el desarrollo de la articulación plástica sobre la viga. (AISC-341-16, 2016)

1. Esfuerzos sobre la conexión. Para conexiones de vigas con columnas existen tres tipos, las conexiones totalmente restringidas, las conexiones semi rígidas y las conexiones flexibles. Dicha clasificación se realiza según su capacidad de restringir rotaciones. En marcos a momento se busca que la rotación de la viga con respecto a la columna sea nula, de modo que se diseñan mediante conexiones totalmente restringidas (FR). Este tipo de conexión simula las condiciones fronteras de un empotramiento, de modo que cuando la viga este sometida a flexión habrá una transmisión de corte y momento hacia las columnas. (AISC-341-16, 2016)

En conexiones de viga con columna, se produce una combinación de esfuerzos de cortante y momento, en estructuras se separan los esfuerzos. Por lo que se diseñará una conexión para soportar los esfuerzos de cortante y otra conexión para soportar la demanda de momento flector.

2. Conexión a corte. Las conexiones a corte como su nombre lo indica diseñadas para soportar la fuerza cortante producida por la viga. La fuerza de corte proviene principal de la carga vertical que recibe la viga, de modo que el plano de falla se extenderá en plano la sección transversal de la viga. Esta conexión buscará proporcionar una mayor área de contacto vertical entre la sección transversal de la viga y la columna con el fin oponer

resistencia a los esfuerzos cortantes. En marcos los esfuerzos de corte se pueden transmitir entre elementos utilizando una soldadura de penetración completa la cual se extenderá por el alma de viga que conectará a los patines de la columna.

a. **Conexión placa de corte.** Es común utilizar las placas de corte para transmitir los esfuerzos de corte de la viga hacia la columna Figura No.6. Esta conexión consiste en soldar el canto de una placa de acero en los patines de la columna y mediante pernos se conectará la placa con el alma de viga. La fuerza de corte que será soportada por la soldadura y los pernos a los que se somete la placa. La décimo tercera edición del manual de construcción del AISC establece varios mecanismos de falla sobre la placa de corte y los elementos que al componen. De modo que para asegurar el correcto desempeño de la placa de corte se deberá evaluar estos mecanismos de falla: corte sobre los pernos, corte en la soldadura, fluencia en la placa, ruptura de la placa, desgarro de la placa por los pernos, desgarro en el alma de la viga, bloque de cortante en la placa de la viga y bloque de cortante sobre el alma de la viga. (Geshwindner, 2010)

Las fallas a cortante son rupturas repentinas sin dan previo aviso, por lo cual se debe cuidadoso con el diseño de estas. A modo de evitar esto se debe respetar los lineamientos indicados en el capítulo J de la norma AISC 360-16.

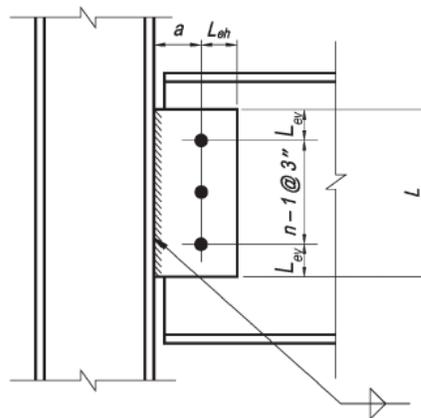


Figura 6. Placa de corte

(AISC, 2011)

3. Conexión a momento. El momento flector también es transmitido a la columna por medio de la conexión, sin embargo, esta deberá tener la capacidad de soportar tales esfuerzos. En marcos especiales a momento se emplea el uso de conexiones totalmente restringidas (FR). Según la 14va edición del manual de AISC la conexión deberá tener la rigidez suficiente para mantener el ángulo entre la viga a la columna, por lo que la rotación de la viga será casi nula. Como se mencionó, la flexión en vigas produce que una de las fibras este bajo esfuerzos de tensión y la fibra opuesta se encuentra bajo esfuerzos de compresión. Estos esfuerzos se extienden por toda la longitud de la viga sometida a flexión hasta llegar a la conexión. De modo que el patín de la columna recibe una carga de compresión proveniente una de las fibras extremas de la viga y del mismo modo recibirá una carga tensión en la otra fibra de la viga. Esta combinación de esfuerzos opuestos inducirá rotación en el nodo. De tal manera que para evitar rotaciones la conexión a momento deberá diseñarse para no ceder ante las cargas de tensión y compresión. (AISC, 2011)

a. **Conexión de soldadura de penetración completa.** Las fibras extremas en la viga serán las que proporcionen la mayor magnitud de esfuerzos de tensión y compresión. Por lo que una de las metodologías propuestas por AISC es unir mediante a soldadura de penetración completa, los patines de la viga con los patines de la columna. Las soldaduras de penetración completa se extenderán a lo ancho de la viga, de modo que estarán en sentido perpendicular a la conexión a corte. Esto se realiza a propósito dado que las conexiones se diseñan para resistir un determinado tipo de esfuerzo y la norma prohíbe combinar dos tipos de conexiones para el mismo esfuerzo. (AISC-341-16, 2016)

Las soldaduras no se comportan de manera dúctil, estas no ceden a un comportamiento plástico ante ningún esfuerzo aplicado es su plano longitudinal y transversal. Aumentar el área de contacto mediante soldaduras de penetración completa incrementa la capacidad de resistencia a esfuerzo de la viga y columna. Esto trae como resultado que la soldadura evite la rotación de la viga sobre la columna, por lo que ofrece las condiciones fronteras a de una conexión totalmente restringida a la rotación. Este tipo de soldadura es común en los marcos a momento para desarrollar una conexión de tipo totalmente restringida (FR).

4. Conexiones atornilladas. Las conexiones atornilladas unen los elementos mediante el uso de pernos de alta resistencia, los pernos podrán emplearse para conexiones a corte y a momento. Los pernos atravesarán la sección transversal de los elementos conectados y se apretarán por medio de tuercas. Las conexiones atornilladas requieren perforaciones en los elementos, esto reduce el área transversal de las secciones, de modo que no necesariamente colocar una alta cantidad de pernos representa un mejor desempeño de la conexión. de modo que en la norma AISC 360-16 introduce el criterio de área neta, la cual considera la reducción del área para el cálculo de esfuerzos

En conexiones a corte como la placa simple los esfuerzos de corte inducen fallas en la sección transversal de este. En conexiones a momento los pernos estarán sujetos a esfuerzos de tensión los cuales producirán intentarán arrancar el perno y cargas de compresión en los pernos del lado opuesto de la sección transversal. Los criterios para considerar en conexiones atornilladas se encuentran en el capítulo de 7 del la decimo tercera versión del manual de construcción del AISC. En la norma AISC 341-16 se establecen los criterios a considerar para conexiones atornilladas en estructuras de acero bajo la demanda de carga sísmica. Uno de ellos es considerar el posible deslizamiento de la tuerca y perno por la acción del sismo, de modo que la norma AISC 341-16 indica que los pernos deberán pretensionarse según lo mencionado en el capítulo J de la norma AISC 360-16.

a. **Tipos de pernos.** En conexiones atornilladas sobre marcos a momento, los pernos deberán poseer alta resistencia antes los esfuerzos mencionados anteriormente. Los códigos de construcción desarrollados por AISC, establecen válido utilizar los siguientes tipos de pernos con su respectivo tipo de tuerca: (AISC, 2011)

- Pernos A325 – tuercas ASTM A563 grado C3 y DH3
- Pernos A490 – tuercas ASTM A563 grado DH y DH3
- Pernos A307 – tuercas ASTM A563 grado A y B

5. Conexiones soldadas. Las conexiones soldadas consisten en unir elementos mediante añadir metal fundido sobre dos elementos. Estas conexiones permiten resistir esfuerzos de flexión y corte en una estructura, para su diseño se deberá consultar el capítulo 8 del manual de construcción AISC. La norma AISC 360-16 hace énfasis a que se debe utilizar como material de relleno aquellos que cumplan con la AMERICAN WELDING SOCIETY, los cuales se enlistan en la sección 5 del capítulo A. En la norma también se menciona que será necesario proporcionar agujeros de acceso para algunos tipos de soldadura con el fin de permitir el ingreso del electrodo. En cuanto a los procedimientos y requisitos de las conexiones soldadas se deberá consultar el capítulo J2 de la norma AISC 360-16 y revisar los requisitos según el tipo de soldadura que se esté empleando.

a. **Soldadura a tope.** Las soldaduras de tope son aquellas en donde se toman dos piezas de acero con un espesor superior a los 6 milímetros y se unen en el mismo plano. Este tipo de soldaduras posee gran aplicación en las estructuras y funciones para unir elementos en el mismo plano o bien un borde con una superficie. Dentro de este tipo de soldadura existen varias configuraciones y formas, sin embargo una de las que posee mayor aplicación en marcos especiales a momento es la soldadura de penetración completa. Este tipo de soldaduras se les asigna poseen una profundidad que cubre el de uno de los miembros a conectar, su principal característica es su resistencia ante esfuerzos de tensión y compresión.

b. **Soldadura de filete.** La soldadura de filete consiste en unir mediante una soldadura la superficie de dos elementos en un plano perpendicular. Si se observa de forma transversal la soldadura está tendrá la forma de un triángulo rectángulo. Siendo en cateto horizontal el que está en contacto con la superficie del elemento 1 y el cateto vertical la superficie en contacto con el elemento 2. La hipotenusa será la parte de la soldadura expuesta al ambiente. Esta soldadura se aplicará a lo largo de los dos elementos unidos, al cual se le denominará cordón de soldadura. (AISC, 2011)

E. Zona panel

Se le denomina zona panel una región rectangular en el alma de la columna donde se intersecan las vigas conectadas a sus patines. Esta zona es de suma importancia ya que recibe los esfuerzos de las vigas conectadas a cada lado de la columna. (Miri & Naghipour, 2009)

1. Esfuerzos sobre la zona panel. En marcos a momento la zona panel, está sujeta altas cargas de corte, pero también estará sujeta a flexión en los patines de la columna debido a la carga transmitida por las vigas. las columnas superiores e inferiores también transmitirán cargas de flexión y corte sobre la zona panel. De modo que la demanda de los elementos sobre el panel producen que este pueda deformarse de manera dúctil ante un sismo. Estudios han demostrado que el comportamiento dúctil de la zona panel puede liberar la carga de la viga, sin embargo, se compromete la integridad de la conexión viga-columna. De modo que se debe limitar la plastificación en el panel y forzar a que el elemento fusible en el marco sea la viga. (Miri & Naghipour, 2009)

2. Rigidizantes. Con el fin de controlar la plastificación sobre la zona panel, según las cargas impuestas sobre la estructura será necesario rigidizar dicha zona. Para inducir

mayor resistencia a los esfuerzos de flexión en la zona panel se emplean placas de refuerzo. Estas placas consisten en rectángulos que abarcan la misma área de la zona panel, estas se sueldan sobre el alma de la columna. El fin de la placa es engrosar el alma de la columna incrementando la resistencia a flexión y corte de la zona. La placa de refuerzo se unirán mediante soldadura de filete o bien soldadura a tope. Esta placa podrá colocarse en ambas caras del alma de la columna según la demanda de la carga. (Miri & Naghipour, 2009)

La flexión de la viga podrá producir que los patines de la columna se aplasten o estiren debido a la carga de la conexión a momento. Dicho mecanismo compromete el comportamiento del marco a momento de modo que se deberá suministrar placas de continuidad. Las placas de continuidad se colocan de forma perpendicular a la zona panel, siguiendo la proyección de los patines de la viga del marco a momento. Estas placas se soldarán mediante soldadura de filete o soldadura a tope a la zona panel y a los patines de la columna. (Hamburger & Malley, 2016)

F. Tipos de marcos a momento

Los marcos a momento son clasificados según su comportamiento dúctil, siendo estos clasificados según las provisiones sísmicas del documento AISC 341-16 los cataloga de la siguiente forma. (AGIES/NSE-2, s.f.)

- Marcos especiales a momento (SMF)
- Marcos intermedios a momento (IMF)
- Marcos ordinarios a momento (OMF)

La norma guatemalteca AGIES NSE 2 cataloga los marcos a momento bajo el nombre Sistema Estructural E1. AGIES NSE 2 al igual que la norma estadounidense los clasifica según su ductilidad siendo: E1-AD para sistemas SMF, E1-DI para IMF y E1-BD para OMF. (AGIES/NSE-2, s.f.)

1. Ventajas de los sistemas SMF. Los marcos a momento ofrecen ventajas arquitectónicas ya que están compuestos únicamente de vigas y columnas. Esto permite el desarrollo de ambientes internos más grandes y el diseño de una fachada más atractiva ya que no hay obstrucción por parte de otros elementos estructurales como riostras y muros de corte los cuales sí son necesarios en otros sistemas estructurales. Los marcos a momento son métodos de construcción más ligeros por lo que se permite el crecimiento vertical de una estructura.

Los marcos especiales a momento SMF son el tipo de sistema que ofrece una mayor capacidad de deformación dúctil, en comparación de los sistemas IMF y OMF. Por lo que ante la demanda de fuerzas sísmicas el sistema tendrá la capacidad de proveer grandes deformaciones plásticas que absorban la energía sísmica y protejan al usuario. La combinación de cargas gravitacionales y sísmica, producen esfuerzos de carga axial, corte y flexión sobre los elementos del marco produciendo altas demandas en las propiedades del material. Cada material posee un punto de ruptura, sin embargo, en los marcos especiales

a momento, se asegura que habrá gran deformación plásticas en el material antes de que el elemento falle. (Ceballos, 2019)

El surgimiento de excesivas deformaciones plásticas en los elementos de la estructura permite avisarle al usuario que el elemento está cediendo y que puede fallar si la carga aumenta. Por lo que el usuario podrá evacuar la estructura ante la formación de una deformación plástica y en caso de que la estructura no falle se podrá reparar la estructura en la zona donde se identificó. En conclusión, la alta ductilidad de los marcos especiales a momento SMF avisará, mediante deformaciones plásticas, antes de colapsar. (Martinez, 2013)

La ductilidad también es un mecanismo para absorber la energía inducida por el sismo a la estructura. Los marcos especiales a momento poseen una mayor aplicación en zonas altamente sísmicas ya que mediante la plastificación amortigua las fuerzas sísmicas. Los peores tipos de suelos amplifican la energía sísmica por lo cual es necesario la implementación de marcos especiales a momento para lograr disipar la demanda de estas fuerzas. La normativa guatemalteca establece los niveles de protección sísmica los cuales van de la letra A hasta F, estos consideran la importancia de la estructura y el tipo de suelo sobre el que se erigen. Siendo A las mejores condiciones de diseño y F las peores condiciones ya que se posee un mal tipo de suelo que amplifica las ondas sísmicas. Los marcos especiales a momento poseen aplicación sin limitaciones, en cada uno de los niveles de protección sísmica, siendo una ventaja sobre los otros sistemas de marcos a momento los cuales si poseen limitantes según las condiciones del suelo como se pueden observar en las últimas cinco columnas del cuadro extraído de AGIES NSE-7.5 (AGIES/NSE-7.5, 2018)

Sistema de resistencia lateral	Sección de referencia	Parámetros sísmicos	Limitaciones Estructurales del sistema, incluyendo altura (m)							
			Nivel de Protección Sísmica							
			R	Ω_o	C_d	B	C	D	E	F ⁽¹⁾
SISTEMA DE MARCOS E1										
E1-AD	Marcos AD	AISC 341-16 CAPÍTULO E	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
E1-AD2	Marcos tipo armadura	AISC 341-16 CAPÍTULO E	7	3	5.5	NL	NL	50	30	NP
E1-DI	Marcos DI	AISC 341-16 CAPÍTULO E	4.5	3	4	NL	NL	12 ^[a]	NP ^{[a][b]}	NP ^[a]
E1-BD	Marcos BD	AISC 341-16 CAPÍTULO E	3.5	3	3	NL	NL	20 ^[b]	NP ^{[a][b]}	NP ^{[a][b]}

Figura 7. Cuadro de propiedades SMF AGIES

(AGIES/NSE-7.5, 2018)

G. Revisiones sobre sistemas SMF

El correcto desempeño de los marcos especiales a momento dependerá de su correcto nivel de detallamiento. La normativa que establece todos los requisitos para asegurar el correcto desempeño de los marcos especiales a momento se encuentran en la norma AISC 341-16, adicionalmente se deberá consultar a la norma AISC 360-16 la cual establece los requisitos de conexiones soldadas y atornilladas. La norma AISC 358-16 establece los lineamientos para la elaboración de conexiones precalificadas la cual se explorará más adelante.

1. Criterio columna fuerte / viga débil. Como se mencionó en los párrafos anteriores los marcos especiales a momento deben tener la capacidad de generar deformaciones plásticas, sin embargo, se debe asegurar que estas se produzcan en un lugar seguro en la estructura. La combinación de carga lateral (sísmica) y vertical (gravitacional) produce que se generen rotaciones en los miembros de la estructura. Cuando las rotaciones ocurren en el rango plástico del material se genera una articulación plástica las cuales pueden ser deformaciones notorias a simple vista. Las zonas del marco más propensas a generar una articulación plástica son los nudos de la estructura, donde se conectan las vigas con las columnas dado que en dicha zona se generan los momentos flectores máximos. (Hamburger & Malley, 2016)

Para garantizar la seguridad del usuario se debe evitar que la formación de una articulación plástica ocurra en la columna del marco. Ya que una columna deformada permanentemente puede condenar toda la estructura, ya que una columna soporta la carga de todos los pisos que estén sobre ella. En base a esto se debe garantizar que la articulación plástica se produzca en la viga. Ya que una viga carga únicamente el entrepiso que esté sobre ella haciendo menos drástico el daño producido por el sismo. Por este motivo se planteó la metodología de trabajo columna fuerte – viga débil, la cual aplica para marcos a momento tanto de estructuras de concreto como para estructuras de acero. (Hamburger & Malley, 2016)

En la norma AISC 341-16 en el capítulo E3.4a se establece que se debe cumplir la relación mostrada en la expresión No.7 para garantizar la condición de columna fuerte / viga débil. La expresión No.7 establece que la capacidad de momento de la columna debe superar la capacidad de momento de la viga en cuanto. La viga al tener menor capacidad de momento se asegura que la plastificación antes en las vigas que en las columnas. Mediante la expresión No.8 y la expresión No.9 se establece como obtener la capacidad a momento de ambos elementos. (AISC-341-16, 2016)

Expresión No.7: Criterio columna fuerte - viga débil

$$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_v} > 1$$

Expresión No.8: Momento sobre la columna

$$\Sigma M_c = \Sigma(Z_x * (F_y - \frac{Pr * \alpha_s}{Ag}))$$

Donde:

- **Z:** corresponde al valor del módulo de sección plástica del perfil seleccionado para la columna
- **F_y:** corresponde a la magnitud del esfuerzo con el cual el acero del perfil empieza a ceder
- **α_s:** corresponde al factor de ajuste de fuerza

- **Pr**: corresponde a la carga de compresión del elemento
- **Ag**: corresponde al área transversal del elemento

Se deberá sumar la capacidad de momento en el punto superior e inferior al eje central donde se conecta la viga con la columna.

Expresión No.9: Momento sobre las vigas

$$\Sigma M_v = \Sigma(M_{pr} + \alpha_s M_v)$$

Donde:

- **Mpr**: El momento máximo probable que ocurrirá en la zona designada para la formación de la articulación plástica sobre la viga
- **Mv**: corresponde al momento adicional desde la zona de la articulación plástica hasta el rostro de la columna
- α_s : corresponde al factor de ajuste de fuerza

Se deberá realizar la sumatoria de momentos tomando en cuenta el momento que ocurre en los lados opuestos la línea central de la columna. (AISC-341-16, 2016)

a. **Articulaciones plásticas en vigas.** Ligado al concepto de viga débil columna fuerte, se establece que el desempeño del marco especial a momento será tal como se muestra en la Figura No.7. En la figura se ejemplifica como se espera generar articulaciones plásticas únicamente en las vigas, de modo que estas serán los elementos fusibles las cuales se desea que se desempeñen en el rango plástico. (Zhang, 2017)

Por otra parte, en la figura se observa también que a pesar de que las columnas se deforman debido a la carga lateral inducida por el sismo, en estas no se generarán articulaciones plásticas. De modo que en el diseño de marcos especiales a momento se busca que las columnas se encuentren únicamente en el rango elástico, donde una vez terminado el evento, estas retomarán su forma original. (Zhang, 2017)

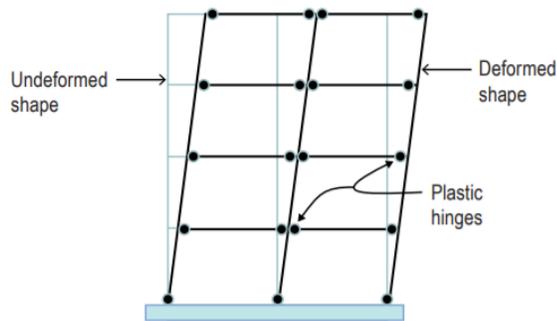


Figura 8. Formación de articulaciones plásticas sobre viga (AGIES/NSE-7.5, 2018)

2. **Factores de diseño sistema SMF.** Para garantizar el correcto desempeño de los marcos especiales a momento, se deberán utilizar los factores que la norma de diseño ASCE 7-16 propone en su capítulo 12. Los factores a considerar se enlistan a continuación: (ASCE-7-16, 2016)

- **Factor R:** Representa el coeficiente de modificación de respuesta sísmica, mediante este factor se reducen las aceleraciones obtenidas en el espectro de diseño de la estructura. Mientras más dúctil el sistema mayor será el factor de reducción en los marcos a momento, los sistemas SMF poseen el mayor valor de R a comparación de los sistemas IMF y OMF.
- **Factor Ω :** Este coeficiente incrementará la resistencia en el rango elástico de los miembros de la estructura críticos.
- **Factor Cd:** Este coeficiente se utiliza para incrementar los desplazamientos laterales de la estructura, también conocido como derivas. Las derivas se incrementan dado que se considera que la estructura desarrollará un comportamiento plástico como se muestra en la Figura No.8. Razón por la cual se deberá considerar los desplazamientos laterales de la estructura producidos en el rango inelástico. Los marcos especiales a momento al ser estructuras de alto desempeño dúctil, se desarrollarán mayores derivas en el rango plástico razón por la cual el valor de coeficiente Cd, supera al de las estructuras OMF e IMF.

La magnitud de los factores mencionados se obtienen del cuadro 12.2-1 del capítulo de 12 de la norma estadounidense ASCE 7-16. Estos mismos valores también se encuentran tabulados en la norma de construcción guatemalteca AGIES NSE 3 el cuadro 1.6.14-1. Ambos cuadros poseen la misma magnitud para los factores: R, Ω y Cd en los marcos especiales a momento, esto se debe a que los códigos de construcción de Guatemala toman como referencia las normas de construcción estadounidenses. En ambos cuadros los factores R y Cd son mayores para los sistemas SMF sobre sistemas IMF y OMF.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS				
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4

Figura 9. Factores de diseño ASCE 7-16

(ASCE-7-16, 2016)

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]		Norma	R	Ω_R	C_d
E1	SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	Sección 1.6.2			
	Marcos dúctiles DA				
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	8	3	5.5
	Ductilidad intermedia DI				
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5
	De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	4.5	3	4.5
	Sistemas aislados	NSE 7.7	5	3	4.5
	Ductilidad Baja DB				
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	2.5
	De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	3
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	3	3	2.5

Figura 10. Factores de diseño AGIES NSE-3

(AGIES/NSE-3, 2018)

3. Análisis estático equivalente. Mediante el análisis estático equivalente es posible modelar la carga sísmica como varias fuerzas laterales puntuales, que se aplican a cada nivel de la estructura. Este análisis denomina a la carga lateral sísmica total como cortante basal. El cortante basal parte de que la magnitud de la fuerza corresponde a un porcentaje del peso de toda la estructura. Para ello se emplea la expresión No.10. Toda la fuerza del cortante basal se repartirá en cada uno de los niveles de la estructura. En la expresión No.10 el valor de W representa el peso de la estructura y C_s corresponde al coeficiente sísmico. El coeficiente sísmico se obtiene dividiendo la posición de la estructura de su periodo fundamental de vibración, sobre el espectro dentro del coeficiente de modificación sísmica R . Los marcos a momento reducen significativamente la magnitud de las aceleraciones sísmicas a momento reducen significativamente la magnitud de las aceleraciones en el periodo fundamental de vibración dado que su magnitud es de 8. Este método brinda una base calibrar otros métodos (AGIES/NSE-3, 2018)

Expresión No.10: Cortante basal estático

$$V_e = C_s * W$$

4. Análisis modal. El análisis modal es método de análisis más exacto que permite determinar el desplazamiento lateral de la estructura de una forma más exacta. Este análisis toma como parámetros la rigidez de la estructura y su masa dando como resultado los desplazamientos laterales que esta tendrá. De una forma más gráfica el sistema de la estructura se puede modelar como un péndulo con determinada cantidad de nodos unidos por una barra con su rigidez indicada por la letra “k” Figura No.11. Al aplicar una aceleración en la base estos nodos se desplazarán lateralmente oscilando a un determinado periodo. Sin embargo, existen diversas formas en las que oscilará la estructura tal como se muestra en la

Figura No.12, a cada escenario de oscilación de la estructura se le conoce como modo. Cada modo tendrá un periodo distinto y al encontrar este periodo sobre el espectro de diseño se determinará un coeficiente sísmico “Cs”. Estos modos de vibración permitirán conocer las derivas laterales de la estructura de forma más exacta al análisis estático equivalente. (Univerisdad-Politecnica-de-Madrid, 2019)

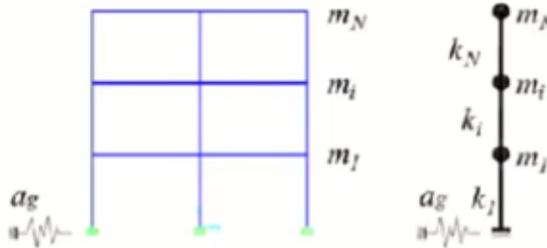


Figura 11. Modelado de la estructura para el análisis modal

(Univerisdad-Politecnica-de-Madrid, 2019)

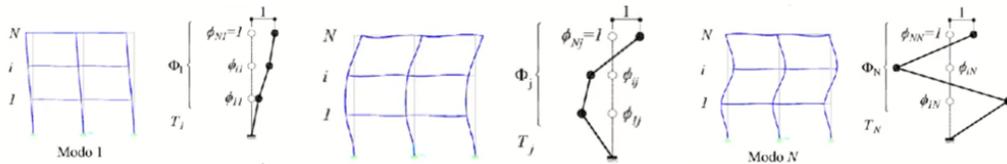


Figura 12. Modos de vibración de la estructura

(Univerisdad-Politecnica-de-Madrid, 2019)

5. Revisión de derivas. Mediante el análisis estático equivalente las fuerzas estáticas que actúan horizontalmente producen un desplazamiento lateral en los nodos de cada nivel del marco. En los marcos especiales a momento la estructura se comporta como un voladizo, siendo la base de los marcos empotrados, y los nodos en niveles superiores se desplazarán debido a la fuerza sísmica. con base en estos desplazamientos se construye el concepto de deriva. Las derivas corresponden al desplazamiento relativo entre niveles de la estructura, para ello se deberá determinar la deflexión del nodo superior y nodo inferior y la diferencia entre ambos corresponderá al valor de la deriva. Para el cálculo de estos la norma estadounidense ASCE 7-16 establece que los desplazamientos laterales de la estructura se deben modificar por el factor de amplificación de derivas Cd y el factor de importancia. De modo que el cálculo para el desplazamiento de un nodo se deberá emplear la expresión No.11, el valor de δ_{se} corresponde a la deflexión calculada por un análisis elástico. (ASCE-7-16, 2016)

Expresión No.11: Desplazamiento lateral total de determinado piso de la estructura según ASCE 7-16

$$\delta_x = \frac{\delta_{se} * Cd}{I}$$

Expresión No.12: Cálculo de deriva

$$\delta_{se} = \frac{\delta_{sup} - \delta_{inf}}{h_{piso}}$$

Sin embargo, para el seguro desempeño de la estructura se deberá controlar que estos desplazamientos no excedan determinados límites. ASCE 7-16 establece que el límite de derivas para marcos especiales a momento no deberá exceder lo que se muestra en el siguiente cuadro. El límite de la deriva se calculará multiplicando la altura total de la estructura por el factor del cuadro.

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

Figura 13. límite de derivas Tabla 12.12-1 ASCE 7-16

(ASCE-7-16, 2016)

H. Conexiones precalificadas

1. **Antecedentes.** El 17 de enero del año 1994 ocurrió el terremoto de Northridge el cual fue terremotos más desastrosos en el estado de california, con una magnitud de 6.7. Dicho terremoto evidenció fallas en el área de las conexiones viga – columna, las cuales produjeron el colapso de estructuras de acero. Antes del terremoto la norma de construcción para estructuras de acero establecía que la conexión viga-columna de los marcos a momento se debía estar compuesta por una conexión que transmitiera corte y una conexión que transmitiera los momentos flectores. Para la conexión a corte se conectaba una placa en el alma de la viga mediante pernos o soldadura, y dicha placa se soldaría a los patines de la columna. Para transmitir el momento flector se empleaban soldaduras de filete o penetración completa, siendo las conexiones tal como se muestran en la Figura No.14. (Hamburger, 2009)

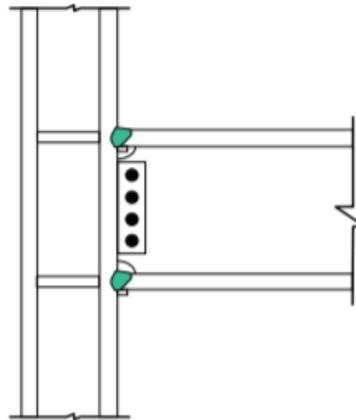


Figura 14. Diseño típico de conexión viga-columna previo al terremoto de 1994

(Hamburger, 2009)

La conexión proveía la capacidad de transferir corte y momento, tal como es necesario en los marcos a momento. Sin embargo, durante el sismo la conexión estuvo bajo altas demandas de carga la cual produjo la formación de articulaciones plásticas en el nudo, donde se une la viga con la columna. Esto produjo que las soldaduras se fracturarán ya que estas no ofrecen comportamiento dúctil, también se generaron fracturas en la zona panel, causando el colapso de estructuras. Por lo que ante este suceso se sometió a estudio el comportamiento de las conexiones ante los esfuerzos sísmicos. (Hamburger, 2009)

Mediante ensayos de laboratorio y estudios realizados se determinó que el diseño convencional de conexiones viga-columna eran muy poco rígidos. Los extremos de las vigas en los marcos a momento son las zonas que reciben una mayor sollicitación de carga de momento y corte, de modo que la demanda de esfuerzos sobre las conexiones es alta y al ser poco rígidas estas fallaron. De modo que no se obtuvo un comportamiento sismorresistente como se ejemplificó en la Figura No.8.

Ante este fenómeno descubierto, se desarrolló el concepto de conexiones precalificadas, las cuales consisten en distintas metodologías para evitar el desarrollo de articulaciones en los nudos, sino que estas se produzcan sobre la viga. Esto causó que se modificaran los códigos de construcción de tal forma que en zonas sísmicas donde se utilicen los sistemas de marcos a momento de tipo SMF e IMF se deberán incorporar al sistema conexiones precalificadas tal como lo indica las provisiones sísmicas AISC 341-16. El diseño de conexiones precalificadas está normado por el documento AISC 358-16. (Hamburger, 2009)

2. Tipos de conexiones precalificadas. Existen distintos tipos de conexiones precalificadas, sin embargo, el objetivo de estas es el mismo forzar el desarrollo de articulaciones plásticas en una región de la viga cercana a los extremos protegiendo la conexión viga-columna. La norma AISC 358-16 valida los siguientes tipos de conexiones precalificadas:(AISC-358-16, 2016)

- Conexión sección de viga reducida (RBS)
- Conexión de placa final (BUEEP)
- Conexión de placa de patín atornillada (BFP)
- Conexión de soldadura en alama y patines sin reforzar (WUF-W)
- Bracket Kaiser Atornillado (KBB)
- Conexión ConXL
- Conexión de placa lateral
- Conexión Simpson
- Conexión doble T

Cada uno de los tipos emplea distintos mecanismos para evitar el desarrollo de articulaciones plásticas sobre los nudos. A grandes rasgos la mayoría de los tipos de conexiones

precalificadas requieren de añadir otros elementos que hagan más rígida la unión viga-columna. Para ello se requerirá el uso de más acero y para algunos tipos de conexiones es necesario comprar piezas patentadas específicas que garantizan el comportamiento seguro de la conexión. Por otra parte, la conexión precalificada RBS logra el mismo objetivo sin necesidad de agregar otros elementos de acero.

I. Conexión precalificada RBS

La conexión precalificada RBS, permite el desarrollo de articulaciones plásticas sobre la viga a una distancia alejada a la conexión viga-columna. Su mecanismo de funcionamiento consiste en realizar un corte parabólico en los cuatro patines de la viga, en los perfiles W, de modo que se debilita estratégicamente una zona de la viga. Para realizar el corte se deberá consultar la norma AISC 358-16 la cual establece las dimensiones del corte como también los perfiles válidos para este tipo de conexión.

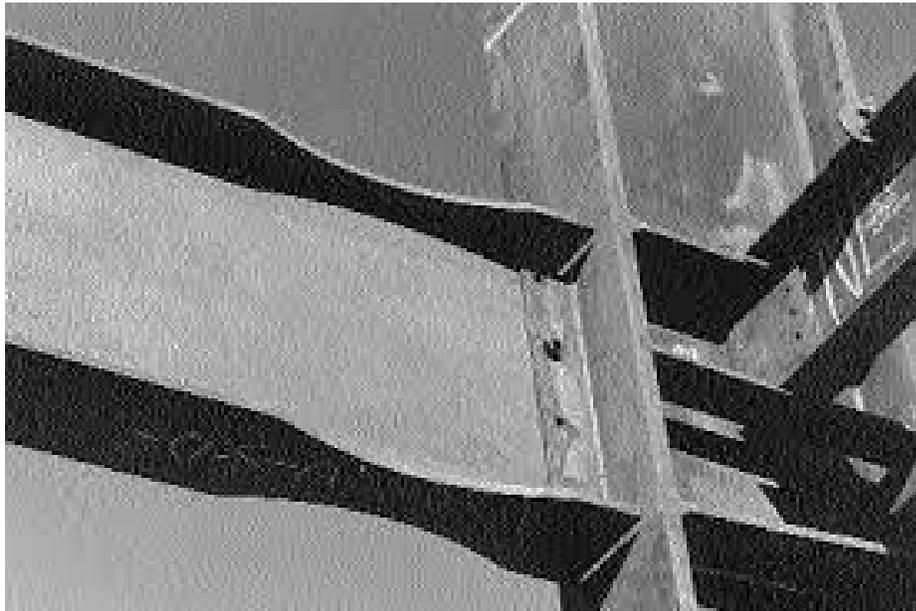


Figura 15. Conexión precalificada RBS

El corte circular se realizará en la zona cercana al nudo viga-columna ya que como se mencionó antes, la mayor concentración de esfuerzos ocurre en los extremos de la viga. Cuando se produzca un sismo que someta la estructura a grandes deformaciones, se incrementará la posibilidad de formar articulaciones plásticas en la región donde desarrolló el corte parabólico ya que, al reducir la sección de la viga, dicha zona proporcionará una menor resistencia a los momentos de flexión. (Sofias, 2018)

La conexión precalificada RBS posee la ventaja de requerir una menor cantidad de material, lo cual es un sistema óptimo, ya que se reduce el costo de inversión de material, mano de obra y adicionalmente se reduce el peso de la estructura y tiempo de fabricación. Lo cual hace que la conexión precalificada RBS sea una alternativa viable en términos económicos y garantice el correcto desempeño sismo resistente de la estructura. (Sofias, 2018)

1. Geometría. El corte circular de la conexión precalificada RBS, se determina mediante tres dimensiones según la norma AISC 358-16. Dichas dimensiones se ilustran en la Figura No.16.

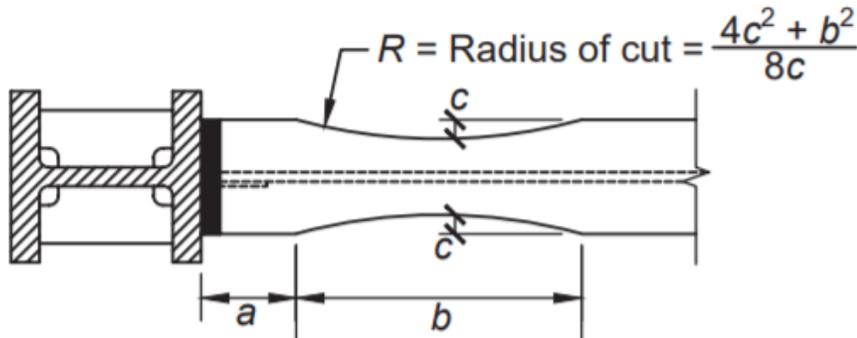


Figura 16. Variables geométricas conexión precalificada RBS

(AISC-358-16, 2016)

La dimensión indicada por la variable “a” corresponde a la distancia entre el rostro de la columna y el inicio del corte parabólico sobre el patín. La variable “b” indica la longitud del tramo donde la viga tendrá una sección transversal variable por el corte parabólico. En dicha zona es donde se debilita la viga y se espera el desarrollo de la articulación plástica. La profundidad del corte medida desde el rostro del canto de la viga se representa mediante la variable “c”. En la Figura No.16 también se muestra la expresión para calcular el radio de corte, el cual modela la parábola resultante por el corte.

El dimensionamiento de las variables, “a”, “b” y “c” son el primer paso para el desarrollo de la conexión precalificada RBS. Sin embargo, AISC 358-16 establece los límites para la longitud de estas tres variables, para garantizar un seguro comportamiento sismorresistente. Por lo que la norma establece los siguientes rangos en los que debe estar las dimensiones de la conexión precalificada. (AISC-358-16, 2016)

- Rango de a: la longitud de “a” deberá estar entre un 50 % a 75 % del ancho del perfil la viga, medido desde sus patines

$$0.25b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

- Rango de b: la longitud de “b” deberá estar entre un 65 % a 85 % de la altura del perfil de la viga

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

- La longitud de “c” deberá estar entre un 10 % a 25 % del ancho del perfil la viga, medido desde sus patines

$$0.10b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

El corte realizado en ambos extremos de la viga modificará en comportamiento del sistema y determinará la posición del de la articulación plástica de modo que se deberán considerar las siguientes dimensiones a nivel de marco. En la Figura No.12 se observa la

viga entre dos columnas del marco, con las dimensiones “a” y “b” del corte de la conexión RBS. Al centro de la dimensión del corte “b” es donde se producirá la articulación plástica ya que en dicho punto se tendrá la menor área de sección transversal. El origen de las articulaciones plásticas está indicado por la línea discontinua que atraviesa el área transversal de la viga. La distancia entre la articulación plástica y el rostro de la columna se indica mediante la variable “Sh”, mientras que la longitud que separa ambas articulaciones plásticas se indican por medio de la variable “Lh”. El análisis de la conexión RBS se realiza en el plano donde se generan las articulaciones plásticas por lo que partiendo de la Figura No.12 la longitud de “Lh” y “Sh” se obtiene mediante las siguientes expresiones. El peralte de la columna también será necesario para determinar Lh, este se indica mediante la variable “d col”.

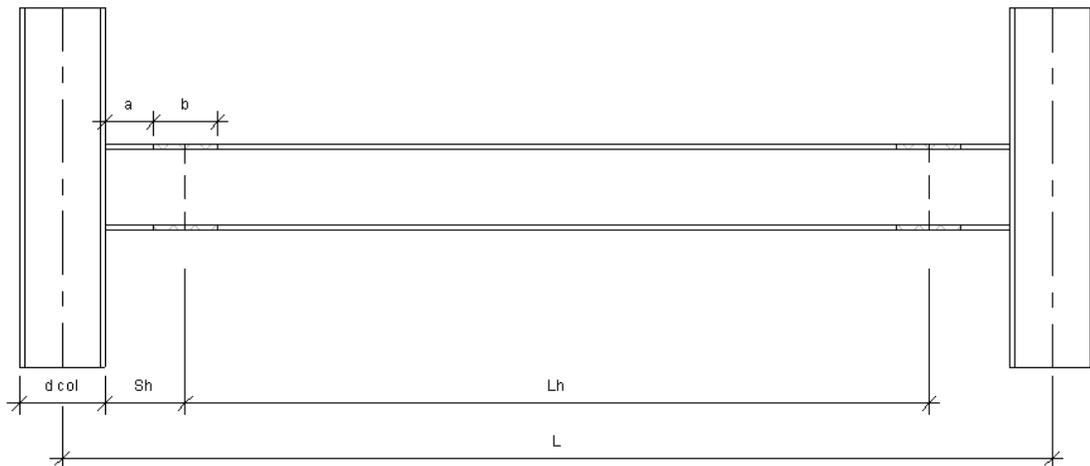


Figura 17. Ubicación de lo articulación plástica sobre la viga
(Elaboración propia)

Expresión No.13: Longitud articulación plastica desde el rostro de columna

$$Sh = a + \frac{b}{2}$$

Expresión No.14: Longitud entre articulaciones plásticas

$$Lh = L - d_{col} - 2Sh$$

2. Límites de elementos. La aplicación de la conexión RBS posee limitantes en cuento al tamaño y peso del perfil que se utilizará como viga, con el fin de garantizar un desempeño efectivo y seguro. En caso de que el perfil seleccionado para la viga no cumpla con estos límites se deberá proceder a seleccionar otra conexión precalificada.

La norma AISC 358-16 determina el uso de perfiles W laminados para la aplicación de conexiones precalificadas RBS, sin embargo, limita el peralte de estos perfiles, siendo el máximo los que entran en la categoría W36. Para el peso perfil existe un límite de 302 libras por pie lineal de modo y el espesor de los patines del perfil deberá como máximo $1 \frac{3}{4}$

pulgadas. Considerando la longitud de la viga, la norma establece el radio de luz - peralte, en donde la relación de longitud de la viga sobre su peralte el cual deberá ser mayor o igual a 7. El elemento que se seleccionará como viga deberá cumplir con todos los requisitos geométricos mencionados.

Para la columna, se debe utilizar secciones laminadas que igualmente deberán tener un peralte máximo de la categoría W36. Para los perfiles laminados W la viga se deberá conectar en los patines de la columna para que sea válido aplicar la conexión precalificada RBS. No hay un límite para el peso del perfil y el espesor de los patines de la columna. Es válido por la norma AISC 358-16 utilizar algunos seleccionados perfiles fabricados en taller los cuales se en listan a continuación.

- Perfil cruciforme: tendrá como máximo un peralte W36
- Columnas tipo caja: el peralte no debe exceder las 24 pulgadas

Adicionalmente la viga y columna deberán cumplir con los requisitos que las provisiones sísmicas AISC 341-16 menciona respecto a la compacidad de los elementos de desempeño dúctil para marcos SMF. Como también la selección de los miembros deberá respetar el criterio de columna fuerte y viga débil, para garantizar el correcto desempeño del marco especial a momento.

3. Requisitos de conexión viga-columna. La conexión precalificada RBS se une a los patines de la columna mediante una conexión de corte y una conexión a momento. para la conexión a momento se deberá realizar una soldadura penetración completa para conectar el patín superior e inferior de la viga a los patines de la columna. Estas conexiones deberán considerarse críticas de modo que se deberán utilizar metales de relleno que provean resistencia contra esfuerzos de tensión de 70, 80 y 90 ksi. Estos métodos a utilizar se especifican con mayor detalle en el Cuadro No.5, el cual es un extracto del cuadro de la sección A.3.4b de las provisiones sísmicas AISC 341-16. Será necesario realizar agujeros de acceso en el alma de la viga para permitir la soldadura de la soldadura de penetración completa de los patines.

Para la conexión a corte se deberá unir el alma de la viga con el patín de la columna empleando una soldadura de penetración completa. La soldadura debe cubrir toda el alma de la viga que está en contacto con la columna. Adicionalmente a la soldadura del alma se deberá utilizar la conexión de placa de cortante cuyo espesor mínimo será de 3/8 de pulgada. Como se mencionó anteriormente la placa de corte deberá diseñarse considerando los modos de falla descritos en el capítulo J de la norma AISC 360-16.

El documento AISC 341-16 limita el giro de las conexiones a solo 0.04 radianes para acomodar los efectos de la deriva. De manera que el diseño de los componentes de la conexión precalificada deberán siempre ir acorde a los requisitos de los marcos especiales a momento.

Filler Metal Classification Properties for Seismic Force-Resisting System Welds			
Property	Classification		
	70 ksi (480 MPa)	80 ksi (550 MPa)	90 ksi (620 MPa)
Yield Strength, ksi (MPa)	58 (400) min.	68 (470) min.	78 (540) min.
Tensile Strength, ksi (MPa)	70 (480) min.	80 (550) min.	90 (620) min.
Elongation, %	22 min.	19 min.	17 min.
CVN Toughness, ft-lb (J) ^a	20 (27) min. @ 0°F (-18°C) ^a		25 (34) min. @ -20°F (-30°C)
^a Filler metals classified as meeting 20 ft-lbf (27 J) min. at a temperature lower than 0°F (-18°C) also meet this requirement.			

Figura 18. Propiedades de metal de relleno para soldaduras críticas (AISC-341-16, 2016)

4. Módulo de sección plástica. El corte en los patines produce también una reducción en cuanto al módulo de sección plástica del perfil. De modo que se deberá calcular cuánto se redujo, revisando el plano donde se producirá la articulación plástica, que es la zona donde se tiene la menor área transversal. Para conocer el valor Z_{RBS} se deberá aplicar la expresión No.15. El cálculo de esta expresión proviene de restar al módulo de sección plástica original de la viga “ Z_x ”, el área cortada en los cuatro patines de la viga. Tal como se muestra en la Figura No.19 (AISC-358-16, 2016)

Expresión No.15: Cálculo del módulo de sección plástica en la zona de articulación plástica

$$Z_{RBS} = Z_x - 2(c)(tf)(d - tf)$$

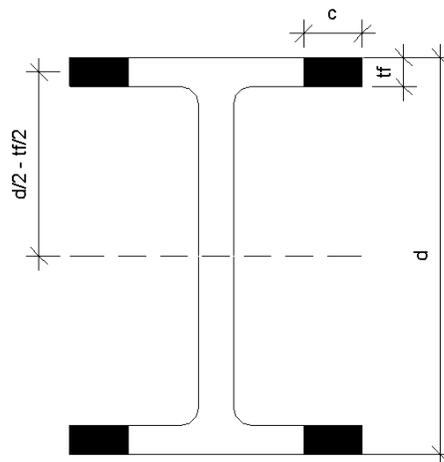


Figura 19. Analisis para módulo de sección plástica (Elaboración propia)

J. Cargas sobre la conexión

1. Capacidad. La geometría y material de la viga son factores que tienen alta incidencia en las propiedades mecánicas del material. De modo que dado que la viga estará sometida a esfuerzos de corte y flexión se deberá considerar la resistencia que tendrá la viga según su sección transversal y el tipo de acero utilizado. Los esfuerzos de resistencia para el análisis se pueden observar de manera gráfica en la Figura No.20

a. **Máximo momento probable.** El máximo momento probable es la resistencia del perfil teórica de esfuerzos de flexión en la zona de donde se produce la articulación plástica. Dentro de la expresión No.16 se encuentran las variables que influyen en el cálculo de este momento, se puede notar la presencia del módulo de sección plástico reducido el cual se obtuvo en la expresión No.15. De modo que la longitud de “c” en el corte de la sección RBS influirá en la capacidad del momento máximo probable. Las variables “Ry” y “Fy” son variables que dependen del tipo de acero seleccionado. En conjunto “RyFy” determinan el esfuerzo esperado de cedencia, siendo Fy el esfuerzo mínimo en el cual el acero entrará en el rango plástico y “Ry” una variable adimensional que incrementará valor de “Fy”. El valor de Ry se encuentra tabulado en la tabla A3.1 de la norma AISC 341-16. “Cpr” es un factor que incluye factores como: refuerzo adicional en la conexión, endurecimiento por la deformación, factores externos que modifiquen la resistencia máxima de la conexión. El cálculo de este factor se realizará aplicando la expresión No.17 la cual incluye las propiedades del material “Fy” y “Fu”, la magnitud de “Cpr” no podrá ser mayor a 1.2. (AISC-358-16, 2016)

Expresión No.16: Cálculo del máximo momento probable

$$M_{pr} = (Z_{RBS})(C_{pr})(Ry)(Fy)$$

Expresión No.17: Factor de amplificación

$$C_{pr} = \frac{Fy + Fu}{2(Fy)}$$

b. **Capacidad de momento de la viga.** Adicionalmente se debe determinar la capacidad de la viga contra la cedencia en su sección no reducida. Este valor este de suma importancia estimar ya que en las zonas protegidas se desea evitar que se produzcan deformaciones plásticas. Tal como en el caso de la conexión viga-columna, donde se desea evitar que la formación de la articulación plásticas. Al aplicar la Expresión No.16 se determina qué momento es necesario para que el perfil seleccionado para la viga ceda en el rango plástico, por lo que se deberá comparar este resultado contra la demanda en el plano donde se conecta la viga y la columna. La Expresión No.18 es similar a la Expresión No.16 con la diferencia que para este cálculo sí se toma el módulo de sección plástico del perfil en su zona no reducida. Nuevamente este cálculo dependerá de la geometría del perfil escogido para la viga y las propiedades mecánicas del acero seleccionado.

Expresión No.18: Capacidad a momento flector

$$\phi Me = \phi(Zx)(Ry)(Fy)$$

$$\phi = 1; LRFD$$

c. **Capacidad de corte.** Como se mencionó anteriormente el alma del perfil de la viga estará unida a la columna del marco mediante una conexión a corte. Sin embargo, se debe determinar la capacidad del alma de la viga de soportar la demanda de corte. Al aplicar la Expresión No.19 se encuentra la carga máxima que puede soportar la viga antes de que su alma falle por cortante. El alma de la viga no se altera al momento de reducir la sección transversal, en la zona de articulación plástica de modo que el valor obtenido aplicando la Expresión No.19 será la resistencia en toda la viga a esfuerzos de corte.

En la Expresión No.19 se muestra la variable “Aw” esta corresponde al área del alma del perfil. “Cv” consiste en un factor de resistencia a esfuerzos de corte, este dependerá de la relación “d/tw” como se muestra en la Expresión No.20. Otra forma de obtener la resistencia a corte del perfil de la viga es consultar la tabla 3-6 de la décimo tercera edición del manual de diseño de AISC. Sin embargo, cuando se posea elementos rigidizantes a corte se deberá realizar el proceso que indica el capítulo G de la norma AISC 360-16.

Expresión No.19: Capacidad a cortante

$$\phi V_e = \phi(0.6)(A_w)(C_v)(F_y)$$

$$\phi = 1; LRFD$$

Expresión No.20: Magnitud de Cv si

$$\frac{d}{tw} \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

entonces

$$\phi = 1; LRFD$$

y

$$C_v = 1$$

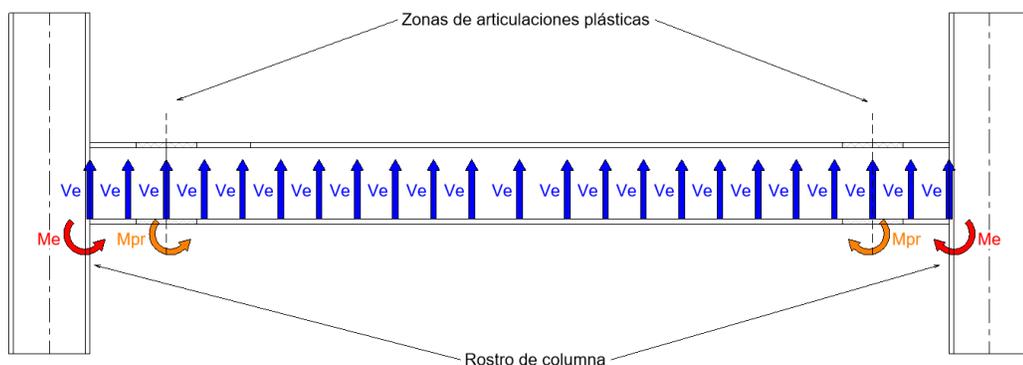


Figura 20. Representación gráfica de cargas de capacidad
(Elaboración propia)

2. Demanda de carga. La demanda de carga corresponde a la magnitud de fuerzas gravitacionales y sísmicas que se aplican sobre la estructura. Para el proceso de análisis de las conexiones precalificadas la carga gravitacional se calculará aplicando la combinación de cargas que se muestra en la Expresión No.21. La carga gravitacional será una carga uniforme distribuida sobre la viga. Por otra parte, para la carga sísmica del análisis se asume que las articulaciones plásticas alcanzaron su capacidad y comienzan a desarrollar su rango inelástico de modo que el corte y momento estarán en función del máximo momento probable calculado. (Sabelli, 2019)

Expresión No.21: Magnitud de Cv

$$W_u = 1.2(Cm) + 0.5(Cv) + 0.2(S)$$

a. **Corte sobre la zona articulación plástica.** El corte generado por la combinación de carga gravitacional se obtiene aplicando la Expresión No.22, la cual proviene del análisis de la reacción vertical de una viga ante una carga distribuida uniforme. Al ser una carga vertical las reacciones en ambos extremos será en la misma dirección. (AISC-358-16, 2016)

Expresión No.22: Cálculo del corte gravitacional

$$V_g = \frac{W_u}{2} * Lh$$

Para el caso de la carga sísmica, al ser una carga lateral que producirá rotaciones en las articulaciones plásticas, se tendrá la misma magnitud sin embargo en dirección contraria aplicando la fórmula No.23

Expresión No.23: Cálculo del corte sísmico

$$V_s = \frac{2M_{pr}}{Lh}$$

Aplicando superposición se obtendrá el valor del corte total actuante sobre la articulación plástica se puede observar que en la Expresión No.24 que Vs puede sumar o restar, esto se debe a que carga sísmica actúa en direcciones opuestas en los extremos de la viga tal como se muestra en la Figura No.21.

Expresión No.24: Corte total sobre la articulación plástica

$$V_{RBS1} = V_g + V_s$$

$$V_{RBS2} = V_g - V_s$$

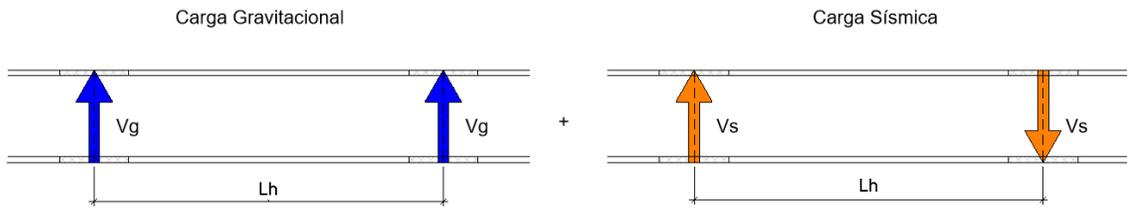


Figura 21. Dirección de la carga de corte sobre la articulación plástica
(Elaboración propia)

b. **Corte al rostro de la columna.** La norma AISC 358-16 permite igualar la magnitud del corte que se obtuvo en el cálculo anterior como el mismo corte que actúa sobre el rostro de la columna. De modo que se deberá comparar el corte máximo obtenido de la Expresión No.24 contra la capacidad del perfil calculada en la Expresión No.19. Evaluando que la capacidad de corte sea superior a la demanda. (Moore, 2007)

c. **Momento al rostro de la columna.** Para el cálculo del momento actuante sobre el rostro de la columna se deberá añadir al momento máximo probable, la fuerza de corte en el rostro de la columna por su brazo de palanca que corresponde a la longitud Sh. De manera que el momento total actuante en el rostro de la columna se obtienen mediante la Expresión No.25. El corte (Moore, 2007)

Expresión No.25: Momento total al rostro de la columna

$$M_c = M_{pr} + (Sh)V_{RBS}$$

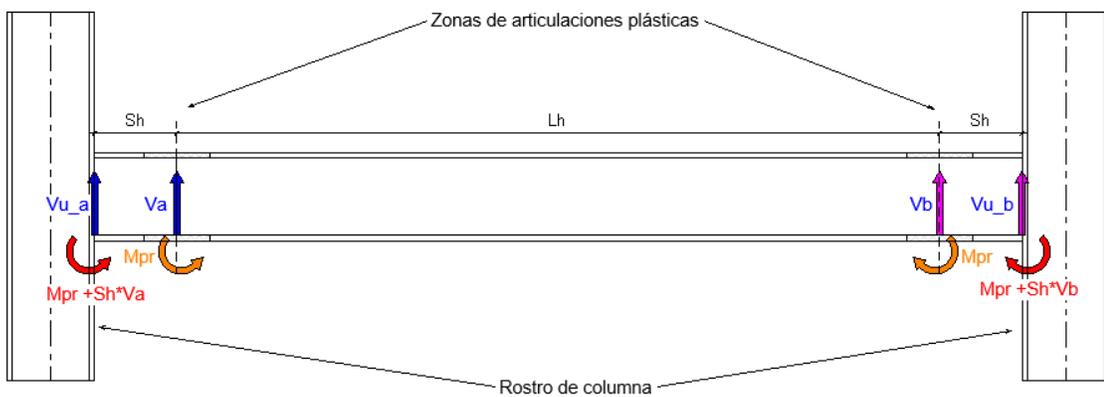


Figura 22. Representación gráfica de cargas sobre el sistema
(Elaboración propia)

K. Conexión a momento

Como se mencionó anteriormente la demanda de momento será resistida mediante a la unión por soldadura de penetración completa en los patines de la viga con la columna conocida por su abreviatura CPJ. Dicha soldadura deberá ser de soldadura de penetración completa la cual debe cumplir con las especificaciones sísmicas del Cuadro No.5. En la sección 8-14 del manual de diseño AISC 13ed, se explica como se debe analizar las cargas impuestas por un momento que actúa perpendicular al plano de la soldadura, tal como se muestra en la Figura No.23. En la figura la flecha roja representa la carga de momento sobre la conexión. Este momento producirá reacciones de tensión y compresión sobre la soldadura, la cual se indica por medio de las flechas de color azul. Esta soldadura actúa bajo cargas de tensión y compresión perpendiculares al eje soldado, si se observa la Tabla J2.5 de la norma AISC 360-16, para soldaduras de penetración completa se deberá evaluar la resistencia del metal base ante esta demanda de carga. Para ello se deberá aplicar la Expresión No.26, siendo “Fu” para tensión y “Fy” para compresión, “Av” corresponderá al área de contacto del metal con la soldadura, para este caso será el área transversal de cada patín de la viga.

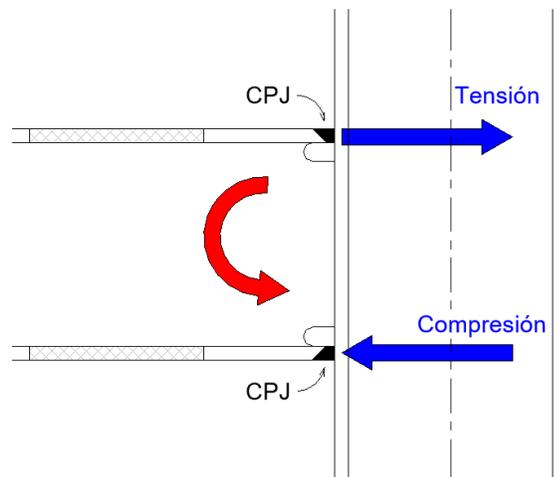


Figura 23. Carga de momento sobre soldadura de los patines

(Elaboración propia)

Expresión No.26: Capacidad de carga de tensión y compresión

$$Tension = \phi Rn = \phi(Av)(Fu); \phi = 0.75$$

$$Compresion = \phi Rn = \phi(Av)(Fy); \phi = 0.90$$

TABLE J2.5 Available Strength of Welded Joints, ksi (MPa)					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{nBM} or F_{nw}), ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}), in. ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level ^{[a][b]}
COMPLETE-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS					
Tension— Normal to weld axis			Strength of the joint is controlled by the base metal.		Matching filler metal shall be used. For T- and corner-joints with backing left in place, notch tough filler metal is required. See Section J2.6.
Compression— Normal to weld axis			Strength of the joint is controlled by the base metal.		Filler metal with a strength level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.
Tension or compression— Parallel to weld axis			Tension or compression in parts joined parallel to a weld is permitted to be neglected in design of welds joining the parts.		Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
Shear			Strength of the joint is controlled by the base metal.		Matching filler metal shall be used. ^[c]

Conexión a Momento

Conexión a Corte

Figura 24. Criterio de análisis conexiones de penetración completa según AISC 360-16 (AISC-360-16, 2016)

L. Conexión a corte

AISC 358-16 indica que se deberá conectar el alma de la viga a la columna empleando otra conexión de soldadura de penetración completa. Esta conexión se extenderá por el área transversal del alma del perfil en un sentido vertical y será la responsable de soportar todos los esfuerzos actuantes, siendo estos lo que se calcularon mediante la Expresión No.24. Nuevamente al consultar la Figura No.24, para carga de corte AISC 360-16 establece gobernar la resistencia a corte del metal base, siendo este la capacidad a cortante de la viga calculada por la Expresión No.19. Dado que las soldaduras son más resistentes que el metal base es más probable que falle antes la viga por corte que la soldadura de penetración completa manera que gobierna la resistencia del material de la viga.

M. Diseño de placa de corte

Adicionalmente sobre el alma de la viga es válido ensamblar una conexión de placa de cortante que sirva de apoyo para la soldadura de penetración completa descrita en el párrafo anterior. Esta placa de corte no tendrá un propósito estructural sismorresistente como el de la soldadura de penetración completa. El fin de la placa será facilitar el proceso de soldado de la conexión a corte de penetración completa. Es por ello que esta se diseñará para una demanda de cargas de construcción y se deberán aplicar los criterios de modo de falla descrito a continuación (AISC-360-16, 2016)

1. Corte sobre los pernos. Para este tipo de falla los pernos se romperán ante la carga de corte, de modo que se deberá aplicar la Expresión No.27. “Fn” corresponde a la resis-

tencia del perno a tensión la cual se encuentra en la tabla J.3.2 de la norma AISC 360-16. “An” representa el área de perno que no forma parte de la rosca. (AISC-360-16, 2016)

Expresión No.27: Capacidad de corte de los pernos

$$\phi Rn = \phi(Fn)(An); \phi = 0.75(LRFD)$$

2. Corte sobre la soldadura. Para este tipo de falla la soldadura se desgarrará ante la carga de corte, de modo que se deberá aplicar la Expresión No.28. La soldadura utilizada en placas de corte es de tipo filete por lo que se deberá conocer el ancho de la garganta de esta. FE_{XX} representa la resistencia nominal según el tipo de soldadura de filete escogida y A_w es el área efectiva de soldadura. (AISC-360-16, 2016)

Expresión No.28: Capacidad de corte de soldadura tipo filete

$$\phi Rn = \phi(0.6)(F_{EXX})(1.6)(A_w); \phi = 0.75(LRFD)$$

3. Cedencia de la placa. El criterio de este tipo de falla es que la placa de corte se estirará, las variables de la Expresión No.29 posee como variables “F_y” la cual es el esfuerzo de cedencia del material de la placa de corte y el área en el plano de corte.

Expresión No.29: Capacidad contra la cedencia

$$\phi Rn = \phi(0.6)(F_y)(A); \phi = 1(LRFD)$$

4. Ruptura de la placa. El criterio de este tipo de falla es que la placa de corte se romperá, las variables de la Expresión No.30 posee como variables “F_u” la cual es el esfuerzo de tensión del material de la placa de corte y el área en el plano de corte. (AISC-360-16, 2016)

Expresión No.29: Capacidad contra la ruptura de la placa

$$\phi Rn = \phi(0.6)(F_u)(A); \phi = 0.75(LRFD)$$

5. Desgarro por pernos en la placa. Una de las posibles fallas es que los pernos rompan la placa, de modo que se deberá aplicar la Expresión No.31. para esta ecuación se abarca la variable “n” que corresponde a la cantidad de pernos en la conexión. La variable “d” representa el diámetro de los pernos y “t” el espesor de la placa. (AISC, 2016) (AISC-360-16, 2016)

Expresión No.31: Capacidad ante el desgarro de placa por los pernos

$$\phi Rn = \phi(n)(2.4)(t)(F_u); \phi = 0.75(LRFD)$$

6. Desgarro por pernos en la viga. Siguiendo el mismo criterio de la Expresión No.32 solo que se tiene la teoría de que el desgarro de los pernos ocurrirá antes en el alma de la columna tal como se indica en la Expresión No.32.

Expresión No.32: Capacidad ante el desgarro de la viga por los pernos

$$\phi Rn = \phi(n)(2.4)(tw)(Fu); \phi = 0.75(LRFD)$$

7. Bloque de cortante. Este modo de falla se produce por la combinación de carga axial y corte que producen la ruptura en la región sobre los pernos, tal como se muestra en la Figura No.25. Esto se deberá verificar tanto para la placa de corte como también para el alma de la viga. (Geshwindner, 2010)

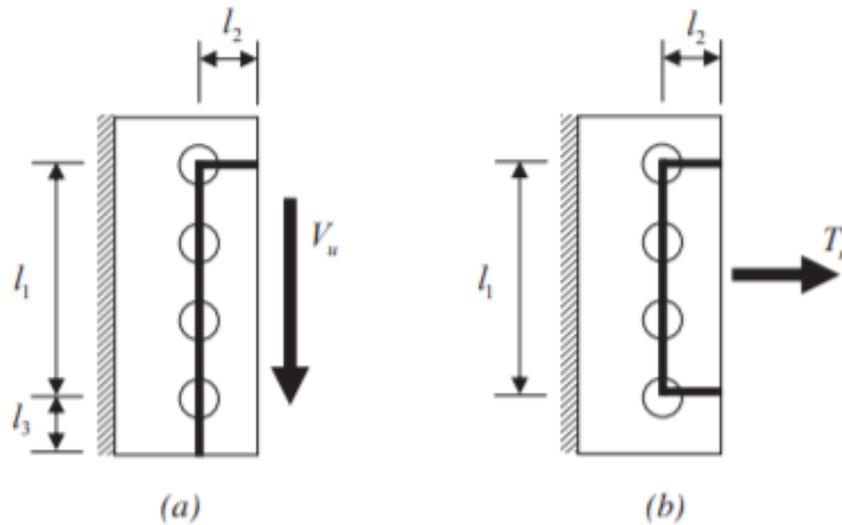


Figura 25. Falla por bloque de corte

(Geshwindner, 2010)

N. Revisión de zona panel

Como se mencionó anteriormente la zona panel es parte fundamental del sistema y la que recibirá la mayor magnitud de demanda. La zona panel estará sometida a cargas de corte producto de los momentos actuantes sobre la cara de la columna. Al igual que las conexiones a momento, el momento que actúa a rostro de la columna inducirá cargas de tensión y compresión concentradas a los patines de la columna. La carga de corte que actúa al centro del panel se sumará a la carga axial de la columna haciendo que la distribución de cargas sobre la zona panel sea como la que se muestra en la Figura No.26

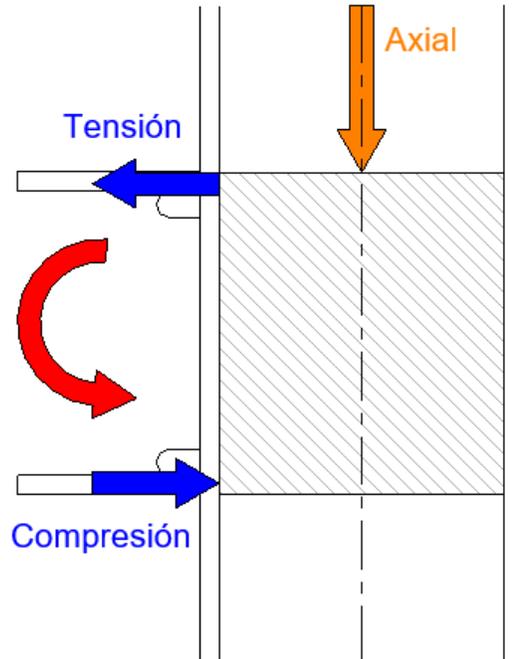


Figura 26. Cargas sobre zona panel

(Elaboración propia)

En el capítulo J sección 10 de la norma AISC 360-16 se establecen los posibles modos de falla sobre la zona panel y el cálculo de la resistencia del elemento ante esta demanda de carga. En la sección J.10 se determina la resistencia de los patines y alma de columna ante la carga concentrada que actúa sobre estos. Los criterios de resistencia que AISC 360-16 considera calcular se en listan a continuación.

- Resistencia contra pandeo local en los patines Sección J10.1
- Resistencia a la cedencia plástica del alma Sección J10.2
- Resistencia al aplastamiento del alma Sección J10.3
- Resistencia al pandeo lateral del alma Sección J10.4
- Resistencia al pandeo por compresión Sección J10.5
- Resistencia al corte en la zona panel Sección J10.6

Dependiendo de la magnitud de las cargas que actúan sobre la columna será necesario aplicar rigidizantes en la zona panel para evitar que se presente algún mecanismo de falla mencionado en el párrafo anterior. La presencia de rigidizantes será opcional en la estructura

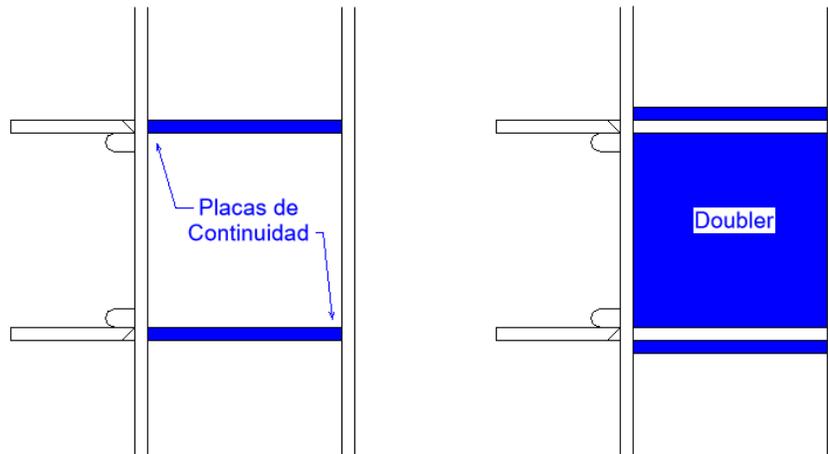


Figura 27. Rigidizantes de zona panel

(Elaboración propia)

1. Placas de continuidad. Las placas de continuidad son placas de acero que se colocan de forma transversal al alma de la columna se colocan en la posición de los patines Figura No.27. Estas placas se unen mediante soldadura y su propósito es incrementar la resistencia del elemento contra las cargas concentradas. Estas se deberán colocar si la demanda de la carga supera la resistencia calculada en la sección J10.1 a J10.5 del AISC 360-16.

Adicionalmente existe un criterio geométrico establecido por AISC 341-16 para marcos especiales a momento. Se deberán colocar placas de continuidad si el espesor del patín de la columna del marco es menor al siguiente límite, donde la variable “bv” es el ancho del patín de la viga. Las placas deberán tener como mínimo el mismo espesor que los patines de la viga

$$t_f \leq \frac{b_v}{6}$$

2. Doublers. Los “Doublers” son placas de acero que se sueldan en sentido paralelo al alma de la columna, con el fin de engrosar el alma de la columna Figura No.27. Los Doublers podrán ser instalados pegados en la superficie del alma o bien con cierto espacio de separación del alma mediante soldadura de penetración completa. Estas placas pueden colocarse en solo un lado del alma o bien en ambos lados. Los “Doublers” serán necesarios para suministrar la resistencia corte en la zona panel. El corte actuante sobre la zona panel se determina aplicando la siguiente expresión, donde las variables “Mc” corresponden a los momentos que actúan en la cara de la columna, se divide dentro del peralte de la viga “dv” considerando para transformar ese momento a una carga de corte horizontal. “Vc” corresponde al cortante que actúa en sentido horizontal sobre la columna.

Expresión No.33: Corte actuante sobre la zona panel

$$V_{ZP} = \frac{M_{c1} + M_{c2}}{d_v} - V_c$$

El resultado de la Expresión No.22 se deberá comparar con todos los chequeos a de capacidad de corte los cuales se encuentran en la sección J10.6 de la norma AISC 360-16. En caso de que la demanda supere la capacidad se deberá instalar “Doublers”.

Al igual que las placas de continuidad los “Doublers” también tendrán requisitos geométricos para determinar si deben ser instalados para marcos especiales a momento tal como lo indica la norma AISC 341-16. Para ello se deberá evaluar que el espesor del alma de la columna cumpla con el siguiente requisito, donde “dz” y “wz” corresponden a las dimensiones de altura y ancho de la zona panel.

$$tw_c \leq \frac{d_z + w_z}{90}$$

Ñ. Fabricación del corte RBS

Según la norma AISC 358-16 el corte de los patines para la conexión RBS se deberá realizarse por medio de corte térmico **Apéndice B**. Este proceso abarca calor y presión de oxígeno que permite atravesar los patines de los perfiles de acero. Se emplea este método ya que se garantiza tener una curvatura uniforme y una superficie lisa. Se debe velar por que la rugosidad de la superficie del corte no supere los 13 micrones. La forma redondeada del corte de los patines produce un cambio gradual en la sección transversal de la viga, esto se realiza de esta forma para evitar cambios de sección abruptos que generen concentraciones de esfuerzos. En caso de generarse muescas en el proceso de corte térmico se deberá pulir no más de 6 milímetros de profundidad para garantizar el cambio gradual de la sección. De modo que se deberá revisar posterior al corte la presencia de muescas u otra imperfección sobre la sección reducida de la viga. (AISC-358-16, 2016)

O. Unión BIM con conexiones RBS

La metodología BIM es la nueva tendencia de construcción, la cual permite un proceso constructivo más eficiente, económico y rápido previniendo la generación de errores. BIM permite la integración de todos las ramas y profesiones que están involucradas en el desarrollo de un proyecto. Por lo que el análisis estructural se ha visto beneficiado, debido a que con el paso del tiempo se han ido desarrollando softwares que permiten el modelado y diseño de estructuras que agilizan el proceso.

Para el caso de softwares relacionados a las conexiones se puede mencionar los siguientes softwares de diseño estructural: RAM CONNECTION, IDEA STATICA, ANSYS, CYPE CONNECT y ROBOT

1. RAM CONNECTION. RAM CONNECTION™ pertenece a la empresa desarrolladora de softwares BENTLEY SYSTEMS, esta empresa esta dedicada al desarrollo de softwares en diversos campos de la construcción incluyendo el análisis estructural. Dentro del análisis estructural se encuentra un software en específico para el cálculo de conexiones de acero llamado RAM CONNECTION.

En el caso de RAM CONNECTION™ se puede revisar una amplia variedad de tipos de conexiones. Entre ellas conexiones de viga-columna de marcos a momento. El software permite evaluar si la conexión cumple con las solicitaciones de carga ingresadas de corte, axial y momento y adicionalmente genera automáticamente un archivo de dibujo DXF de la conexión, para posteriormente integrarlas a otro software CAD, como AUTOCAD™ o REVIT™.

Para su proceso de cálculo estructural, RAM CONNECTION™ integra las normativas estadounidenses e internacionales, relacionadas a las estructuras de acero siendo estas ASCE 7, AISC 341-16, AISC 360-16 y AISC 358-16. El usuario ingresará el tipo de conexión que desea analizar, las cargas que actúan sobre el elemento y la geometría de la conexión y los materiales a utilizar.

RAM CONNECTION™ evaluará si la geometría propuesta es válida según las normas AISC. Posteriormente indicará todos los mecanismos de falla posibles de la conexión, evaluando fallas de los elementos, fallas de los pernos y falla en la soldadura. Todas las revisiones serán conforme al código de diseño seleccionado. Toda esta información se mostrará en un reporte el cual puede exportarse como un documento de Word, en donde se muestra la relación demanda capacidad de cada mecanismo de falla.

Dentro de las ventajas de este software se encuentra la interfaz la cual es fácil de entender para usuarios principiantes. El proceso de modelado de la conexión es fácil y rápido de realizar. El reporte es detallado e informa todas las normas incluidas en el análisis. Por lo que es posible realizar el análisis de una conexión precalificada RBS ya que incluye todas las normativas involucradas. Adicionalmente permite añadir los elementos rigidizantes necesarios en la zona panel como placas de continuidad y doublers.

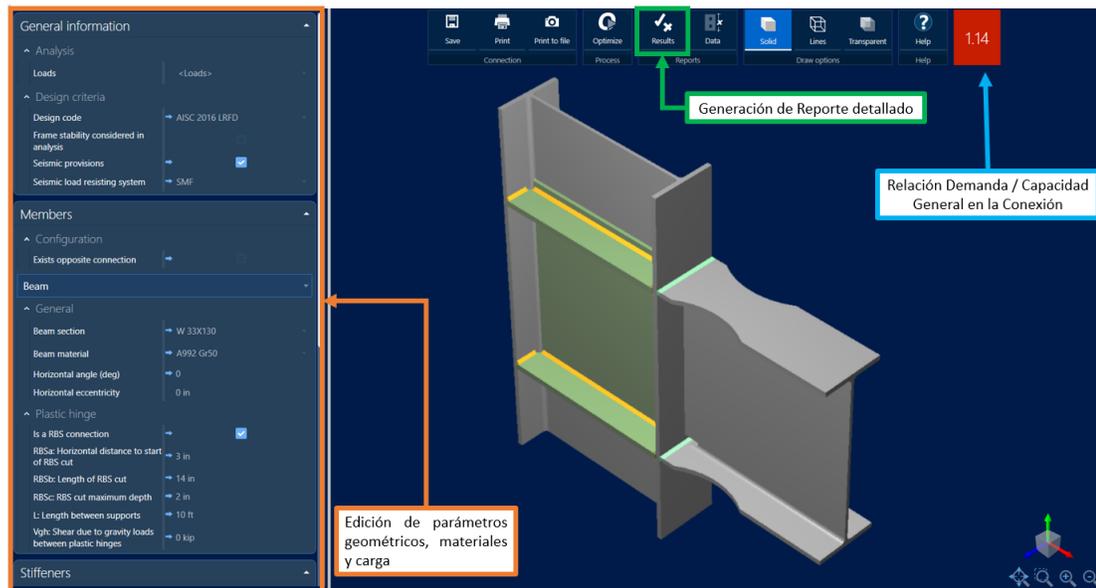


Figura 28. Interfaz general de RAM CONNECTION

Sin embargo el software posee algunas desventajas en comparación su competencia como lo es la falta de análisis de elementos finitos. Otro elemento que faltante es la integración

de soldaduras de penetración completa para la unión del alma de la viga con los patines de la viga. De modo que este cálculo por sencillo que sea se deberá realizar de forma manual en una hoja de cálculo. Sin embargo RAM CONNECTION™ está consciente de eso por lo que al momento de generar el reporte de la conexión se indicará mediante una nota.

DESIGN CHECK Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Panel web shear	[Kip]	1648.38	908.91	DL	0.55	Sec. J10-6, Eq. J10-9
Support - right side						
Bottom local flange bending	[Kip]	464.80	1.12	DL	0.00	Eq. J10-1
Local web yielding	[Kip]	1029.50	1.12	DL	0.00	Eq. J10-2
Transverse stiffeners - top						
Yielding strength due to axial load	[Kip]	288.00	0.00	DL	0.00	Eq. J4-1
Transverse stiffeners - bottom						
Compression	[Kip]	221.40	0.00	DL	0.00	Sec. J4.4
Flange weld capacity	[Kip]	269.42	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
Web weld capacity	[Kip]	1597.84	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
Transverse stiffeners - bottom						
Yielding strength due to axial load	[Kip]	288.00	0.00	DL	0.00	Eq. J4-1
Compression	[Kip]	221.40	0.00	DL	0.00	Sec. J4.4
Flange weld capacity	[Kip]	269.42	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
Web weld capacity	[Kip]	1597.84	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
Seismic forces						
Mf vs. Mpe at column face	[Kip*ft]	2140.42	2442.32	DL	1.14	AISC 358 Eq. 5.8-7, AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
Mpr: Probable peak plastic hinge moment	[Kip*ft]	1880.22				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mc: Maximum probable moment at column centerline	[Kip*ft]	3372.60				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Vp: Plastic hinge shear force	[Kip]	674.52				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mf: Maximum probable moment at column face	[Kip*ft]	2442.32				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
⚠ WARNINGS						
- Transverse stiffeners, shall be welded to column flanges using full penetration welds, Sec. 2.4.4b of AISC 358						
NOTES						
CJP groove welds are required for the beam web to column connection, Sec. 5.6 (a) of AISC 358						

Considerar cálculo de la conexión de corte

Figura 29. Reporte y notas del análisis en RAM CONNECTION

Otra ventaja es su accesibilidad con el mercado estudiantil. Actualmente la Universidad del Valle de Guatemala logró un convenio con BENTLEY, haciendo posible la descarga y uso del software RAM CONNECTION™. De modo que durante el curso de Acero II se exploró y aprendió el uso de este software

2. Otros softwares de diseño. IDEA STATICA™ muestra el comportamiento de los esfuerzos a los que se está sometiendo la conexión, mediante un análisis de elementos finitos. La forma en que dicho software muestra tal información es mediante un espectro de colores sobre la conexión, donde las zonas más afectadas en la conexión se muestran resaltadas. Esta información es valiosa dado que evalúa el comportamiento de la conexión, para el caso de las conexiones RBS se deberá comprobar que ocurra plastificación en la zona deseada de la conexión. Este software provee una licencia estudiantil de 12 meses mediante llenar una solicitud en su página web, por lo que también es un programa accesible para el estudiante. (IDEA-STATICA, 2020)

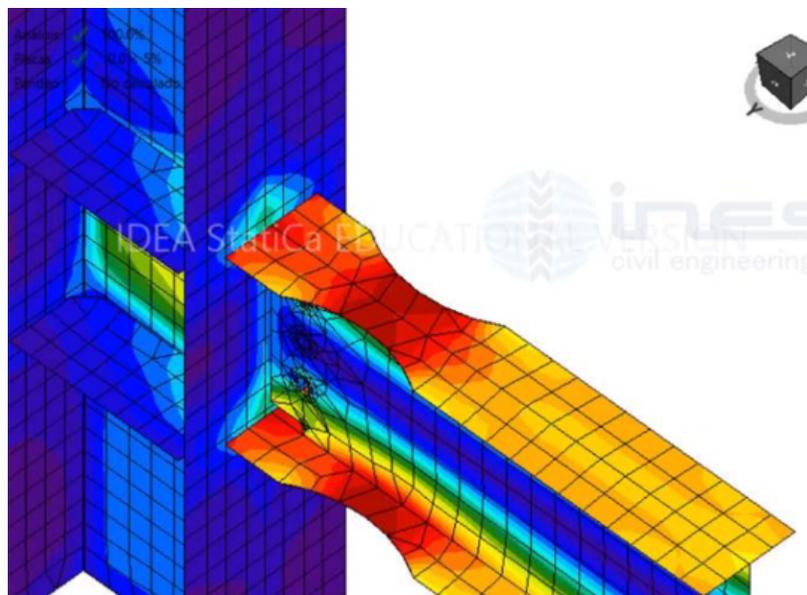


Figura 30. IDEA STÁTICA

(IDEA-STÁTICA, 2020)

Dentro de las desventajas de este software es que su interfaz es más compleja de entender a comparación de RAM CONNECTION™. El modelado de la conexión es más largo ya que para realizar una conexión precalificada RBS se deberá editar cada uno de los patines. Adicionalmente este software no considera los criterios de las normas sísmicas AISC 341-16 y la normativa de conexiones precalificadas AISC 358-16. Por lo que el reporte será menos completo en comparación con RAM CONNECTION. Para un análisis sísmico será necesario modificar de forma manual ciertos factores de diseño y la interpretación de resultados dependerá del usuario.

ABAQUS™ es otro software que permite el análisis de elementos finitos, dentro de las ventajas de ABAQUS™ se encuentra su libre proceso de modelado haciendo posible el diseño de cualquier elemento, independientemente de una conexión. Por lo que posee un extenso campo de aplicación además de la ingeniería civil. La licencia estudiantil es posible de adquirir en su sitio de internet, sin embargo la ejecución de este software en versiones estudiantiles es más limitada. Por lo que el análisis de elementos finitos del elemento no podrá ser tan denso y exacto. Ya que el mallado de elementos finitos se limita únicamente a 1000 nodos.

Para este software el usuario deberá modelar la geometría y definir todos los parámetros como materiales y condiciones frontera desde cero. Por lo que será extenso su uso para el cálculo de conexiones. Otra desventaja de este programa es que la interpretación de los resultados será hecha por el usuario. ABAQUS™ no brindará información si el elemento cumple con las solicitaciones de las normas de diseño estructural. Sino que únicamente brindará valores de desplazamiento unitarios, esfuerzos, plastificación, deflexiones, entre otros. Y la verificación de estos resultados se deberán realizar de forma manual por el usuario. Este programa no tiene forma de exportar el archivo a un formato DXF por lo que no será compatible con programas de modelado arquitectónico.

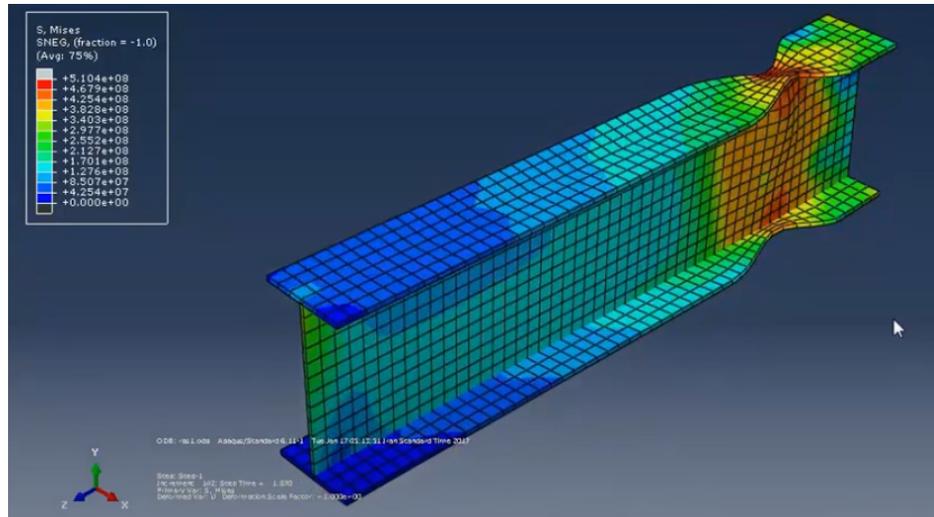


Figura 31. Modelado y análisis conexión RBS, con ABAQUS versión pagada (Moeini, 2017)

ANSYS™ es otro software de elementos finitos similar a ABAQUS™, este igualmente posee una versión estudiantil limitada a 128,000 nodos pero tendrá una duración de 12 meses. Para este software igualmente se deberá modelar todos los componentes de la conexión lo cual requerirá más tiempo. Este programa no tiene forma de exportar el archivo a un formato DXF por lo que no será compatible con programas de modelado arquitectónico. (ANSYS, 2021)

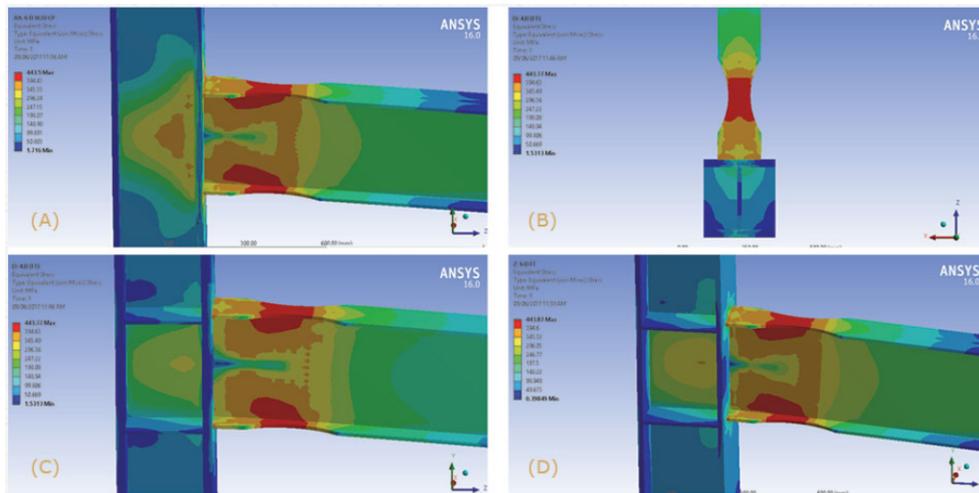


Figura 32. Estudio de conexión RBS empleando versión pagada de ANSYS (Neha K. Berde, 2013)

Por lo que existe una variedad de programas para el análisis de una conexión precalicada, sin embargo cada uno posee sus limitantes. De modo que la selección de cada uno de los programas vistos dependerá de las necesidades y posibilidades del usuario. Si se desea realizar un estudio profundo del proceso de plastificación del material sobre la viga, será mejor la implementación de softwares de modelado de elementos finitos. Si se desea realizar el diseño de una conexión respetando las normas y que sea compatible con

software de modelado arquitectónico será viable el uso de RAM CONNECTION™ o IDEA STATICA™.

Por lo que según las características de estos programas mencionados se decidió el uso del Software RAM CONNECTION, sobre otros software de conexiones como: IDEA STATICA™, ABAQUS™ o ANSYS, cuya interfaz, diseño de conexión y licencia son aspectos más complejos. Siendo RAM CONNECTION™ un programa más completo es aspectos de normas estructurales y el proceso de modelado de la conexión es más eficiente.

3. Softwares de modelado arquitectónico. Finalmente después de terminar el proceso de diseño será necesario implementar los software de dibujo arquitectónico para realizar los planos constructivos. Para ello se han empleado los software desarrollados por AUTODESK™, siendo estos AUTOCAD™ o REVIT™.

AUTOCAD™ permite el dibujo y modelado en 3D, si se emplea el uso de softwares de cálculo como RAM CONNECTION™, será posible leer el archivo DXF generado por el programa mediante el uso de AUTOCAD™.

AUTODESK REVIT™ es uno de los softwares más utilizados en el campo de la construcción para diseño y modelado 3D. AUTODESK REVIT™ por otra parte también permite la lectura de archivos DXF.

Pero este software también permite la creación de familias paramétricas. Las familias son objetos ya modelados para uso en el en proyecto. Para explicar mejor este concepto cuando se modela una estructura en REVIT no se crea columna por columna, sino que se utiliza una familia o varias familias de columnas. Estas familias estarán definidas por sus parámetros las cuales pueden ser dimensiones y materiales y otros aspectos. REVIT permite el desarrollo de familias estructurales como vigas, columnas, zapatas y conexiones, emplenado diversos tipos de materiales. En el caso de estructuras de acero REVIT posee familias con las dimensiones de perfiles W desarrolladas por AISC. (Montilla, 2017)

Un modelador en REVIT™ podrá crear distintos tipos de la misma familia mediante parametrizar su geometría. Siguiendo con el ejemplo de las columnas si por algún requisito arquitectónico fuera necesario reducir el tamaño de la columna, en lugar de cambiar todas las columnas, el usuario podría cambiar el valor de los parámetros de la columna como la dimensión de su ancho o altura y automáticamente las columnas seleccionadas cambiarían sus dimensiones. Parametrizar las familias ayuda a reducir tiempo en el modelado arquitectónico de un edificio o casa. (Montilla, 2017)

REVIT™ maneja la siguiente tipología de familias

- Familias cargables: Consisten en archivos creados externos al proyecto en un formato .rfa los cuales son posibles de cargar.
- Familias in situ: Consiste en modelar familias dentro del mismo archivo donde se esta trabajando el modelo tipo .rvt
- Familias del sistema: Son todas las familias que vienen cargadas al momento de iniciar el programa REVIT™.

(Montilla, 2017)

REVIT™ separa las familias según su categoría, es decir en la categoría de (columnas) se incluyen las familias de columnas en general las cuales pueden ser: columnas de acero en perfiles W, perfiles HSS e incluso columnas de concreto. (Montilla, 2017)

Dentro de la misma categoría estará cada familia que está en el proyecto. Y cada familia tendrá su tipo, el tipo se refiere a cada configuración de parámetros definidos en la familia. Para entender mejor este concepto se muestra la siguiente figura.

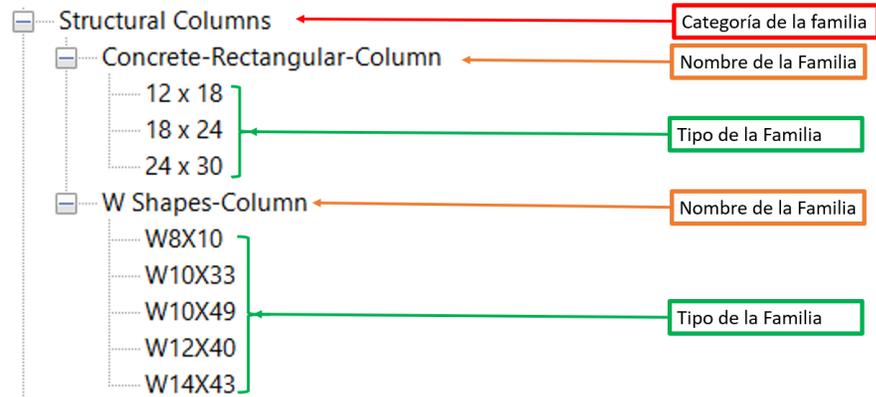


Figura 33. Ordenamiento de las familias en REVIT

Bajo esta misma clasificación es posible definir una familia de vigas con la conexión RBS, el cual es uno de los objetivos de este proyecto de graduación.

VII. DESARROLLO DE METODOLOGÍA

A. Materiales

Se propuso una estructura compuesta de acero principalmente, los materiales utilizados se enlistan a continuación

1. **Acero.** En el siguiente cuadro se enlistan los diversos tipos de acero con sus respectivas propiedades para el diseño de la estructura

Nombre	Fy (ksi)	Fu (ksi)	E (ksi)	Uso
ASTM A992	50	65	29,000	Vigas y columnas
ASTM A36	36	58	29,000	Placa de corte
ASTM A653 Gr 37	37	52	29,000	Losacero
ASTM Gr 60	60	90	29,000	Bastones

Cuadro 1

Tipos de acero utilizados. Propiedades mecánicas según las especificaciones ASTM

2. **Concreto.** En cuanto el concreto se utilizó como topping sobre la losacero este posee las siguientes propiedades mecánicas

Nombre	F'c (ksi)	γ (kip/cft)	E (ksi)
Concreto 3000	3	0.15	3,122

Cuadro 2

Especificación concreto

B. Geometría de la estructura

Para el siguiente proyecto se definió un sistema de 7 ejes número 6 ejes letra. La estructura posee una forma rectangular, se planteó una forma simétrica para evitar los efectos de esquinas reentrantes y otros factores que produjeran efectos torsionales sobre la estructura de acero. La separación entre ejes números es de 9 metros, y para los ejes letra tendrá una separación de 8 metros. Ocupando así un área total de 2,160 m². La misma configuración geométrica se repetirá para los niveles superiores con el fin de evitar el efecto de irregularidades en su plano vertical. Otra práctica que se realizó fue establecer los ductos de elevadores y en los ejes centrales para evitar desplazar el centro de masa de la losa.

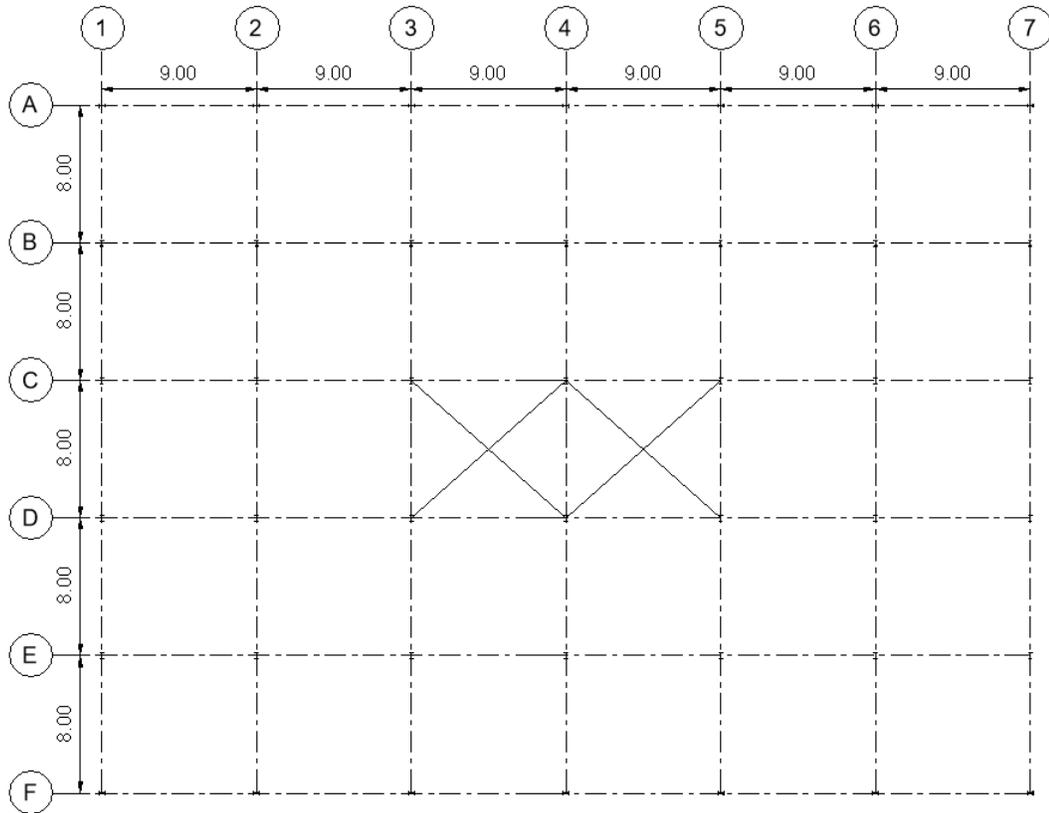


Figura 34. Planta típica de la estructura

Dimensiones en elevación: La estructura está compuesta de 3 niveles, la altura entre el 1er y 2do nivel es de 6 metros mientras que la altura de los siguientes niveles será de 4 metros. Dando como resultado una altura total de 14 metros.

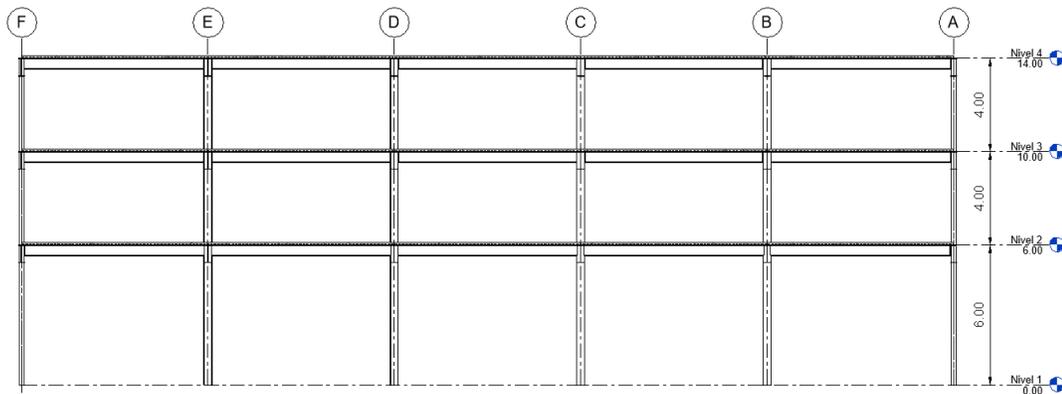


Figura 35. Elevación longitudinal

C. Integración de carga gravitacional

La estructura se diseño bajo los efectos de la carga gravitacional definida a continuación tomando como referencia valores de ASCE 7-16 y AGIES NSE-2.

Carga	Lb/ft ²	kgf/m ²	kN/m ²	Fuente
Instalaciones	50	244.12	2.4	Asumidas por el diseñador
Particiones de metal móviles	3.97	19.38	0.19	ASCE 7-16 Tabla c3.1-1 ^a
Sobrecarga	53.97	263.5	2.59	Total

Cuadro 3
Cargas muertas

Carga	Lb/ft ²	kgf/m ²	kN/m ²	Fuente
Almacenaje de equipo pesado	250	1221	11.97	ASCE 7-16 Tabla 4.3-1
Azotea sin acceso plana	20	98	0.96	ASCE 7-16 Tabla 4.3-1

Cuadro 4
Cargas vivas

Carga	Lb/ft	kgf/m	kN/m	Fuente
Muro de 0.19 mm @60	150.8	224.4	2.2	AGIES NSE-2 Tabla B3
Vidrios	73.49	109.37	1.07	ASCE 7-16 Tabla c3.1-1 ^a
Sobrecarga Lineal	224.3	333.77	3.27	Total

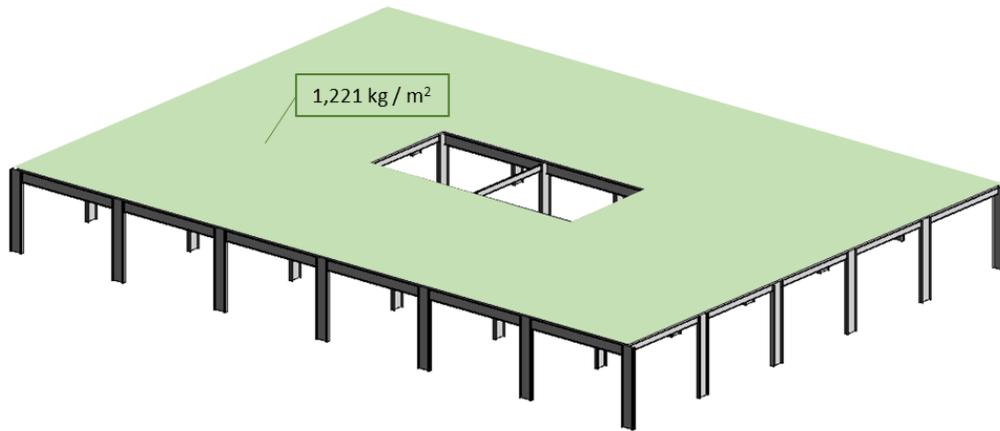
Cuadro 5
Carga muerta lineal: Producto de los muros en la fachada de la estructura

El nivel 2 y 3 poseen la misma magnitud de cargas ya que estos estarán destinados al almacenaje de equipo pesado y poseen un cerramiento en su exterior.

La azotea será sin acceso de modo que se tomó la magnitud que ASCE 7-16 recomienda para carga viva esta no poseerá un cerramiento por lo que no tendrá carga lineal en su perímetro.

Gráficamente la carga gravitacional se aplican de la siguiente forma en cada uno de los niveles de la estructura.

Cargas vivas



Cargas muertas

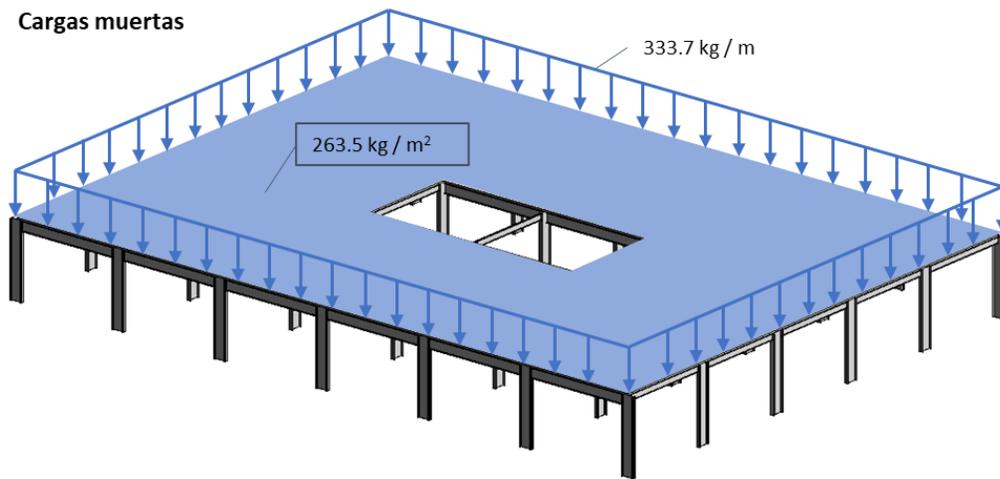
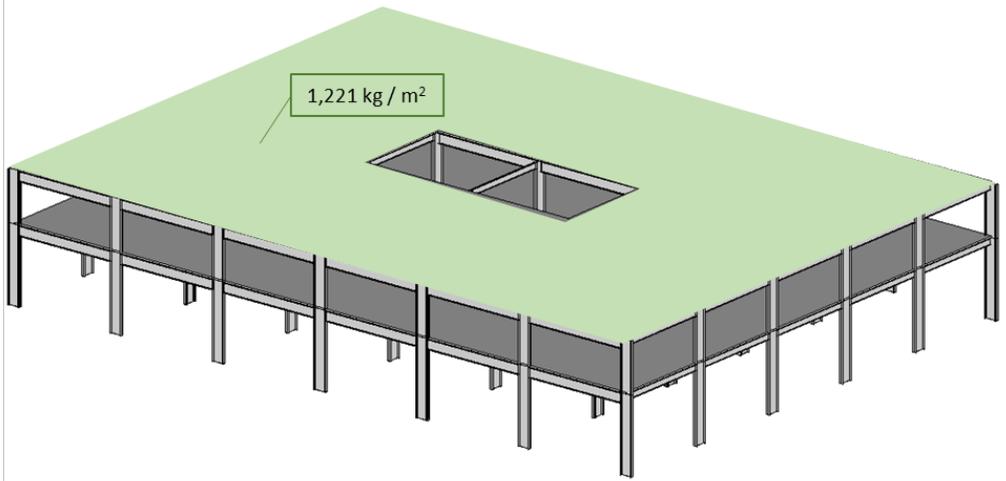


Figura 36. Carga gravitacional sobre losa Nivel 2

Cargas vivas



Cargas muertas

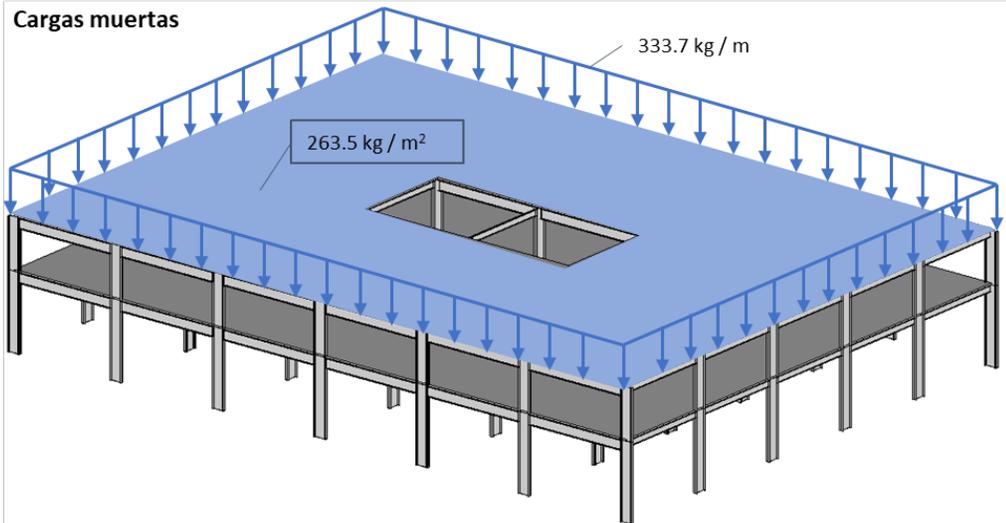
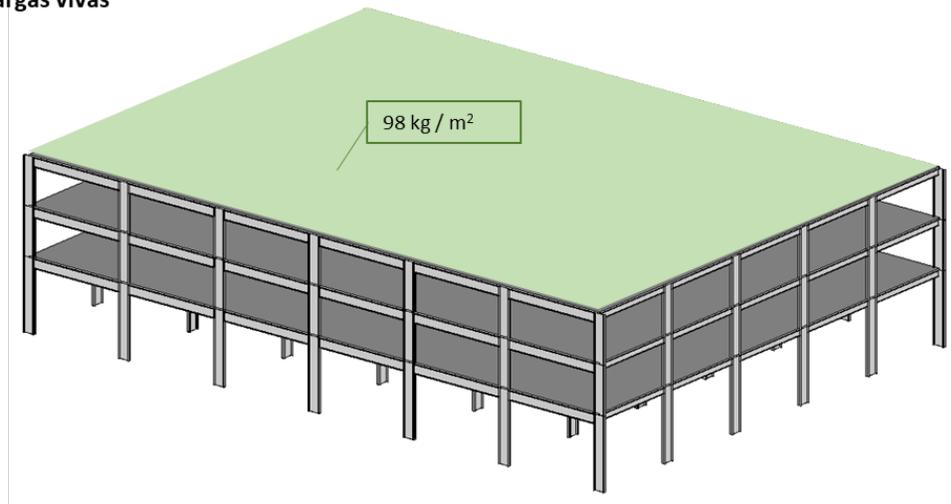


Figura 37. Carga gravitacional sobre losa Nivel 3

Cargas vivas



Cargas muertas

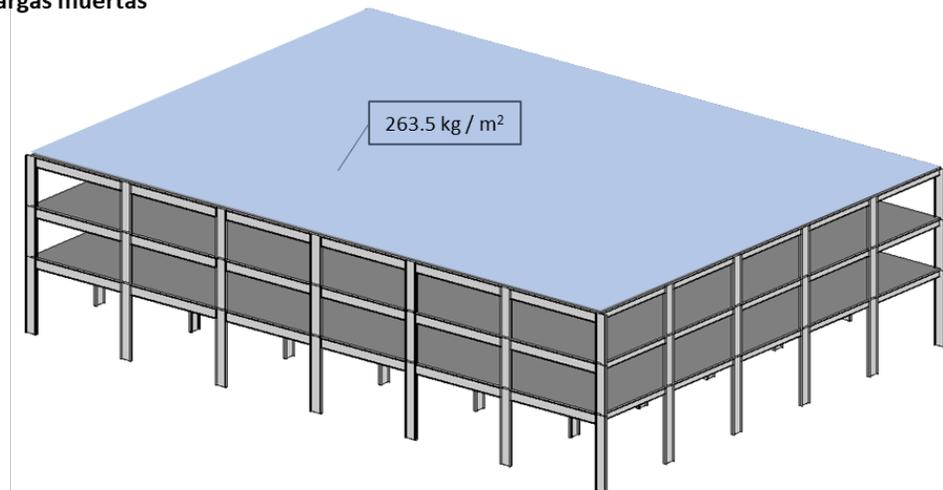


Figura 38. Carga gravitacional sobre azotea

D. Análisis sísmico

Seguido se procedió a definir la carga sísmica a la que estará sujeta la estructura.

1. Construcción del espectro de diseño. Para la construcción del espectro de diseño se implementó los parámetros y factores descritos en AGIES NSE-1 y NSE-2. Se definió que la estructura se ubicará en ciudad de Guatemala en un suelo tipo D y consultando los manuales de diseño nacionales se obtuvo los siguientes factores para la construcción del espectro de diseño.

USO	CLASIFICACIÓN MÍNIMA ^[1]
Varios (continuación)	
Estacionamientos ^[3]	Ordinario
Pistas de patinaje	Ordinario
Piscinas	Ordinario
Bodegas	Ordinario
Hangares de aviación (sin área para reparaciones)	Ordinario
Salones para subastas	Ordinario

Cuadro 6

Clasificación de obra: según AGIES NSE-1 (Tabla 3.1.7-1)

No.	Municipio	Departamento	I_0	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S_{cr}	S_{1r}	T_L													
76	Guanagazapa	Escuintla	4.2	1.68	0.51	3.58	1.68	0.57	3.06	1.80	0.74	3.09	1.77	1.16	3.84	1.59	1.92	3.90	110
77	Guastatoya	El Progreso	4.1	1.16	0.43	3.48	1.38	0.48	3.43	1.87	0.71	2.90	1.63	1.19	3.48	1.31	1.65	3.75	100
78	Guatemala	Guatemala	4.1	1.28	0.47	2.48	1.43	0.52	2.43	1.53	0.68	2.69	1.43	0.88	3.26	1.28	1.66	3.49	100

Cuadro 7

Parámetro espectrales: Para la ciudad de Guatemala con un suelo tipo D AGIES NSE-2 (Tabla A-1)

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

Cuadro 8

Nivel de protección sísmica según AGIES NSE-2 (Tabla 4.2.2-1)

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Cuadro 9

Factor de probabilidad nominal de ocurrencia según AGIES NSE-2 (Tabla 4.5.5-1)

Posterior a la extracción de factores y parámetros según las tablas vistas anteriormente se deberán ajustar los valores de las ordenadas espectrales aplicando las expresiones (4.5.3-1) y (4.5.3-2), cabe mencionar que en esta última actualización de AGIES NSE-2 el valor de los factores F_a , F_v , N_a y N_v son igual a 1 ya que los valores ya fueron ajustados desde la tabla A-1. Razón por la cual S_{cs} y S_{1s} son iguales a S_{cr} y S_{1r} como se muestra en los siguientes cálculos.

Cálculo No.1: Ajuste de ordenada espectral según el sitio para un periodo de 1 segundo

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a = 1.43 * 1 * 1 = 1.43$$

Cálculo No.2: Ajuste de ordenada espectral según el sitio para periodos de vibración cortos

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v = 0.88 * 1 * 1 = 0.88$$

Estos valores se proceden a calibrar según la probabilidad nominal de ocurrencia determinada por el factor (K_d)

Cálculo No.3: calibración para un sismo ordinario (10 % en 50 años)

$$S_{cd} = S_{cs} * K_d = 1.43 * 0.66 = 0.94g$$

$$S_{1d} = S_{1s} * K_d = 0.88 * 0.66 = 0.58g$$

Posteriormente se realiza el cálculo de los periodos de transición para las diversas zonas del espectro

Cálculo No.4: punto que separa periodos cortos de periodos largos

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0.88}{1.43} = 0.62s$$

Cálculo No.5: punto que determina el inicio de periodos cortos

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.2 * 0.62 = 0.12s$$

Una vez determinados estos factores se procede a la construcción del espectro evaluando el periodo en las siguientes cuatro fases

Expresión No.34: Funciones para determinar el espectro de diseño

$$\text{Tramo}_1 \rightarrow T < T_0 \rightarrow S_a(T) = S_{cd} * (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0})$$

$$\text{Tramo}_2 \rightarrow T_0 < T < T_s \rightarrow S_a(T) = S_{cd}$$

$$\text{Tramo}_3 \rightarrow T_s < T < T_L \rightarrow S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T}$$

$$\text{Tramo}_4 \rightarrow T_L \leq T \rightarrow S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_L$$

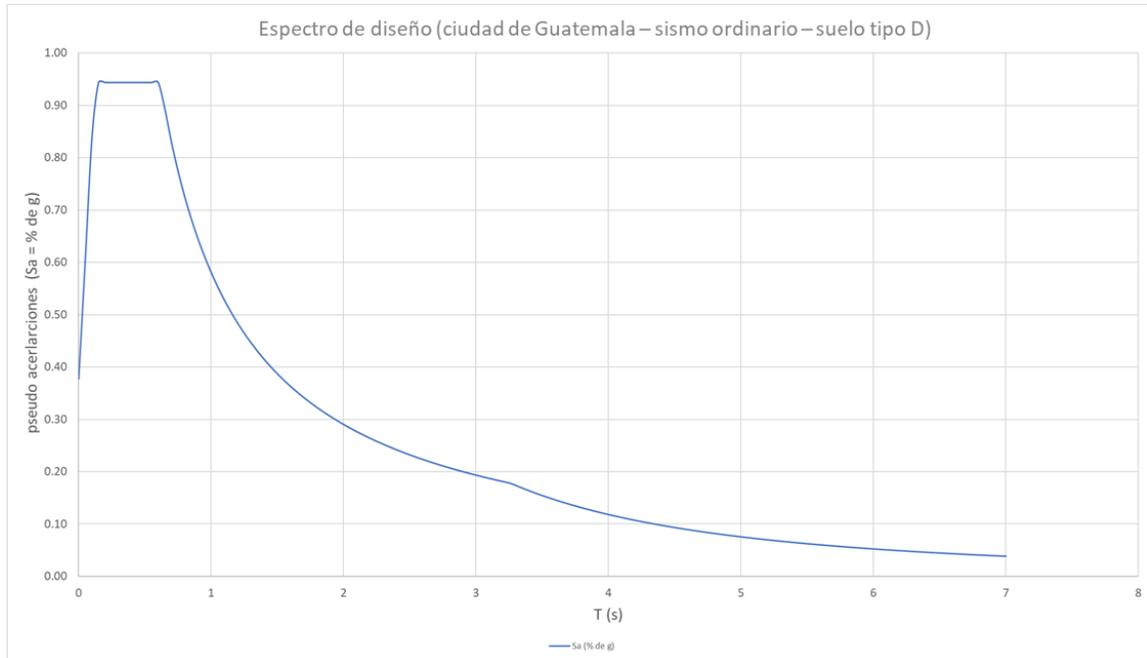


Figura 39. Espectro de diseño

2. Periodo de diseño. Para determinar el periodo de diseño se debe calcular el periodo empírico de la estructura el cual se obtiene aplicando la ecuación 2.1.6-1 de AGIES NSE-3 y los factores descritos en la sección 2.1.6. Para marcos a momento de acero AGIES NSE-3 define K_t como 0.072 y x 0.8. Dicha fórmula y los mismos factores se pueden encontrar en la sección 12.8.2.1 de la norma ASCE 7-16. Este periodo actuará tanto en dirección X como dirección Y.

Cálculo No.6: periodo empírico de la estructura

$$T_a = K_t * h n^x = 0.072 * (14m)^{0.8} = 0.595s$$

Tanto AGIES NSE-3 como ASCE en el apartado 12.9.1.4.1 determinan que el periodo de diseño de la estructura dependerá de la siguiente relación. Siendo una comparativa entre el periodo fundamental de la estructura contra el periodo empírico de diseño incrementado un 40%. Si el periodo fundamental es menor al periodo empírico multiplicado por 1.4, se puede usar el periodo fundamental. En caso contrario se deberá utilizar como periodo de diseño 1.4 por el periodo empírico.

$$T_F \leq 1.4(T_a)$$

Con ayuda del software ETABS se extrajeron los periodos fundamentales los cuales dieron como resultado los siguientes valores para la estructura final

$$T_{Fx} = 1.476s$$

$$T_{Fy} = 1.47s$$

Al amplificar un 40 % el periodo empírico de diseño tal como se menciono anteriormente se obtiene la siguiente magnitud. La cual es inferior a los periodos fundamentales por lo que se utilizará como periodo de diseño el valor de 1.4 T_a

$$(1.4)T_a = 0.833s$$

3. Cortante basal por análisis estático equivalente. Se procede a evaluar el periodo de diseño dentro del espectro de diseño para determinar la pseudo aceleración correspondiente para la estructura, siendo para este caso (0.7 g) tanto para “x” como para “y”.

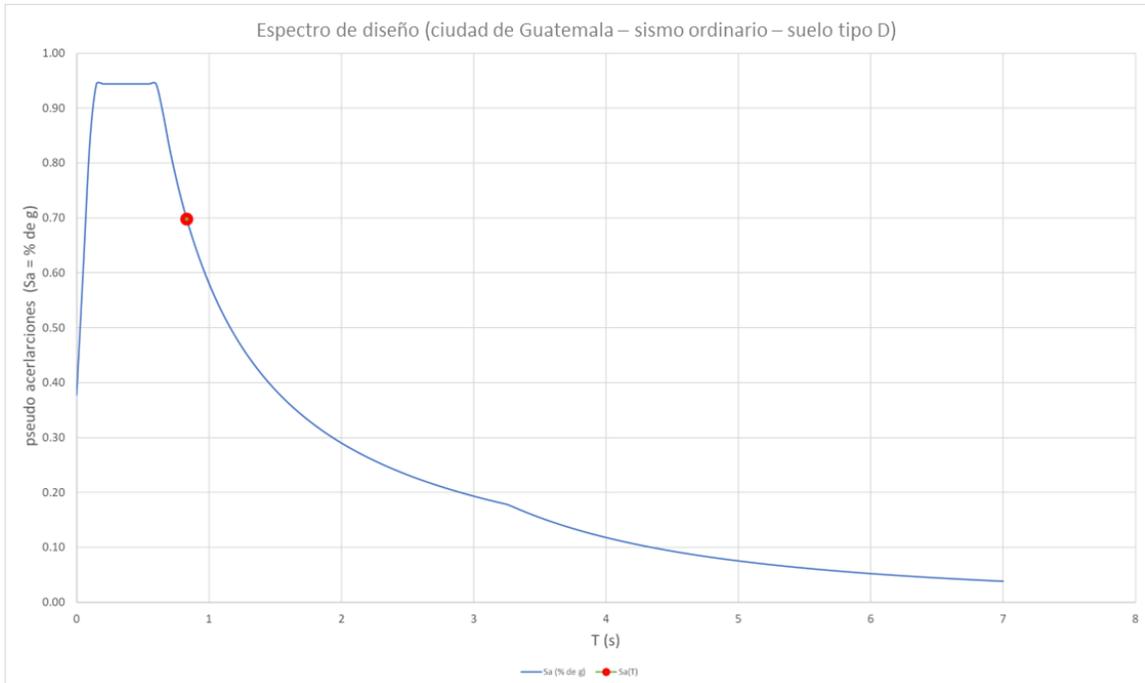


Figura 40. Periodo de diseño evaluado en el espectro de diseño

Se realiza el cálculo del coeficiente sísmico aplicando la siguiente ecuación siendo el factor beta para este caso igual a 1 y R para marcos especiales a momento corresponde a 8.

Cálculo No.7: Coeficiente sísmico

$$C_s = \frac{S_a(T)}{\beta * R} = \frac{0.7g}{1 * 8} = 0.0871g$$

AGIES NSE-3 determina que se debe evaluar mediante la ecuación 2.1.4-1 el coeficiente sísmico mínimo de diseño. El cual prevalecerá para el análisis sísmico cuando este sea mayor al calculado utilizando el periodo de diseño. Para este proyecto prevaleció el coeficiente sísmico encontrado utilizando el periodo de diseño.

Cálculo No.8: Coeficiente sísmico mínimo

$$C_{s_{min}} = \frac{0.44 * S_{cd} * F_d}{\beta} = 0.053g$$

Para el cálculo del cortante basal se debe definir un peso sísmico (W_s), puesto que para este proyecto se poseen cargas vigas con magnitudes superiores a 500 kgf/m² y siendo la estructura una bodega AGIES NSE-3 establece que el peso sísmico deberá incluir el 25 % de la carga viva. Se modeló la estructura en el software ETABS con los elementos estructurales a evaluar, y se definió un peso sísmico tal como se muestra en la siguiente expresión.

Expresión No.35: Combinación de carga para el cálculo del peso sísmico

$$W_s = CM + SC + 0.25 * CV$$

Del software se extrajo el siguiente peso sísmico, cabe mencionar que, al modificar los elementos de la estructura, el peso sísmico cambiara como también el cortante basal. De modo que se debe extraer este valor cada vez que se modifica el modelo.

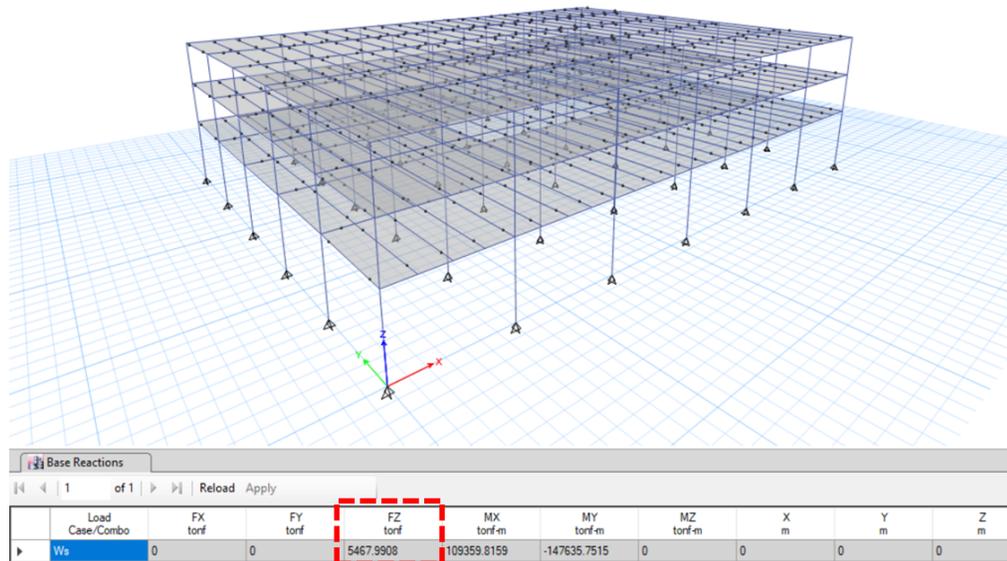


Figura 41. Extracción del peso sísmico en ETABS

Cálculo No.9: Peso sísmico extraído de ETABS

$$W_s = 5,467.99(\text{Toneladas})$$

Con este valor se procede a determinar el cortante basal por el método estático equivalente aplicando la expresión 12.8-1 de ASCE 7-16. Este cortante basal actuara tanto en la dirección X como dirección Y.

Cálculo No.10: Cortante basal estático

$$VE = C_s * W_s = 0.0871 * 5,467.99 = 476.36(\text{Toneladas})$$

4. Corte basal de diseño. Para el análisis modal espectral se utilizó la herramienta ETABS, para ello se cargó el espectro de diseño en formato de Texto. Este espectro se multiplicó por el valor de la gravedad y se dividió dentro de R para facilitar el procedimiento de la calibración.

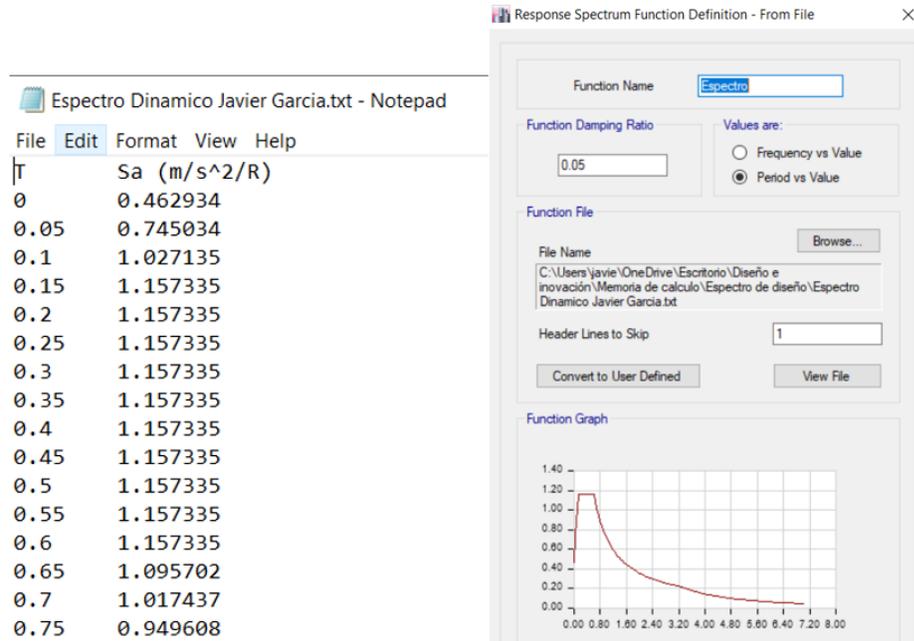


Figura 42. Carga de espectro de diseño a ETABS

Una vez cargado el espectro se procede a correr el análisis para determinar los valores de V1X y V1Y. Los cuales representan el cortante basal en la primera corrida del análisis modal espectral.

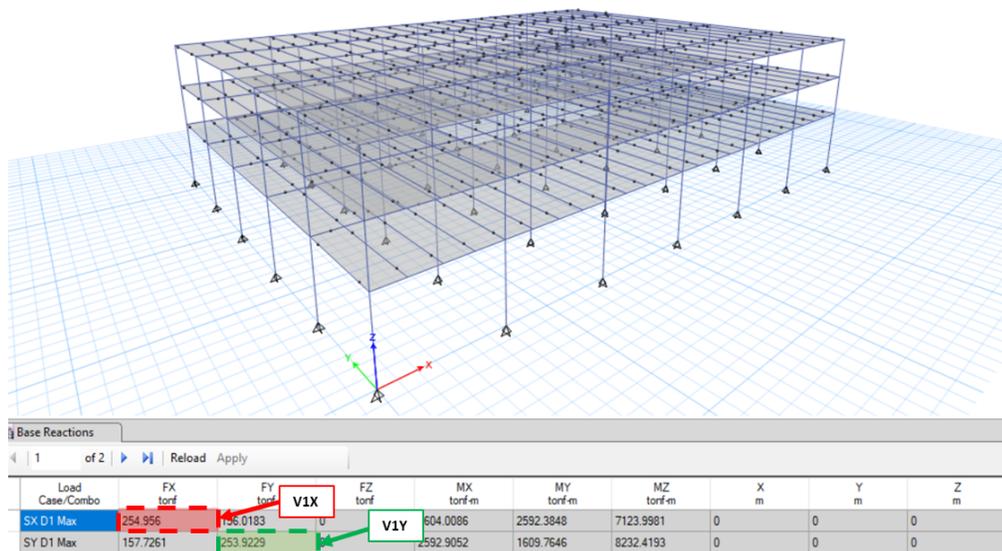


Figura 43. Extracción de V1X y V1Y de ETABS

Para determinar el cortante de diseño se aplica la siguiente expresión tanto para dirección X como dirección Y.

Expresión No.36: Cortante de diseño

$$VDx = \max(VE_x, V1_x)$$

$$VDy = \max(VE_y, V1_y)$$

Cuando predomine el corte basal estático se deberá calibrar el espectro de diseño ingresado al software aplicando la siguiente expresión

Expresión No.37: Factores de calibración

$$F_x = \frac{VD_x}{V1_x}$$

$$F_y = \frac{VD_y}{V1_y}$$

Siendo para este proyecto los siguientes resultados

Sismo dinámico en dirección X			
Ve X	476.36	tonf	Corte por Análisis Estático
V1X	254.96	tonf	Corte por primera corrida de ETABS
Vd X	476.36	tonf	Corte de diseño
Fx	1.87	Factor de calibración	

Cuadro 10

Factor de calibración de espectro de diseño en dirección X

Sismo dinámico en dirección Y			
Ve Y	476.36	tonf	Corte por Análisis Estático
V1Y	253.92	tonf	Corte por primera corrida de ETABS
Vd Y	476.36	tonf	Corte de diseño
Fy	1.88	Factor de calibración	

Cuadro 11

Factor de calibración de espectro de diseño en dirección Y

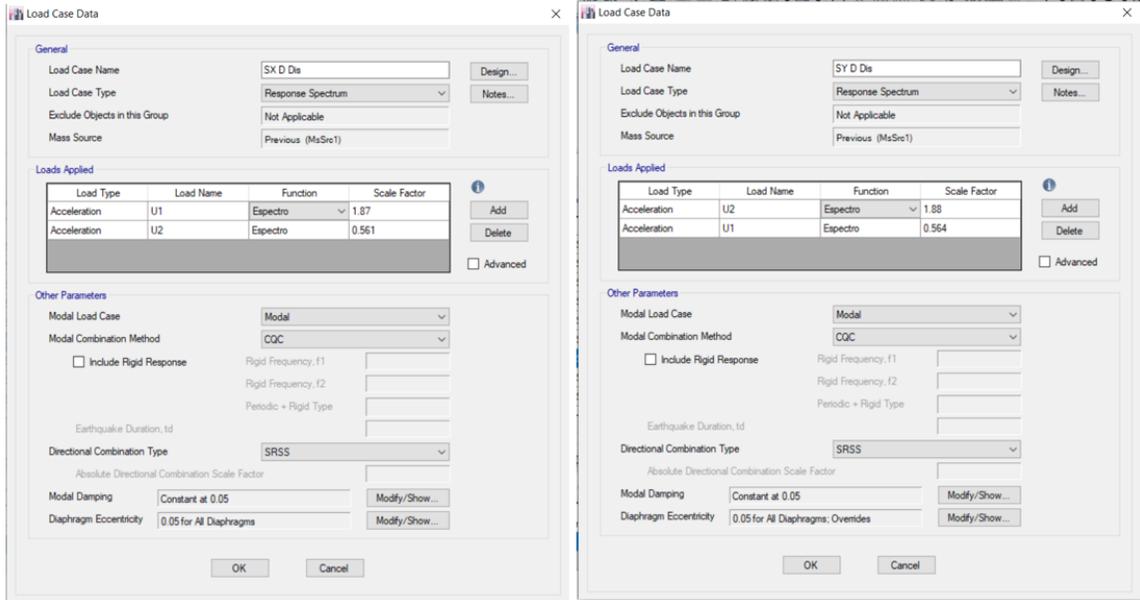


Figura 44. Aplicación de factores de calibración

U1 representa la dirección X y U2 Representa la dirección Y, la norma establece que se deberá aplicar un 30 % del sismo en dirección ortogonal a la estructura multiplicada por el factor de calibración. Para un análisis torsional se agregó un 5 % de excentricidad accidental al diafragma. El factor de calibración también se aplica a la dirección perpendicular y se multiplica por el 30 %

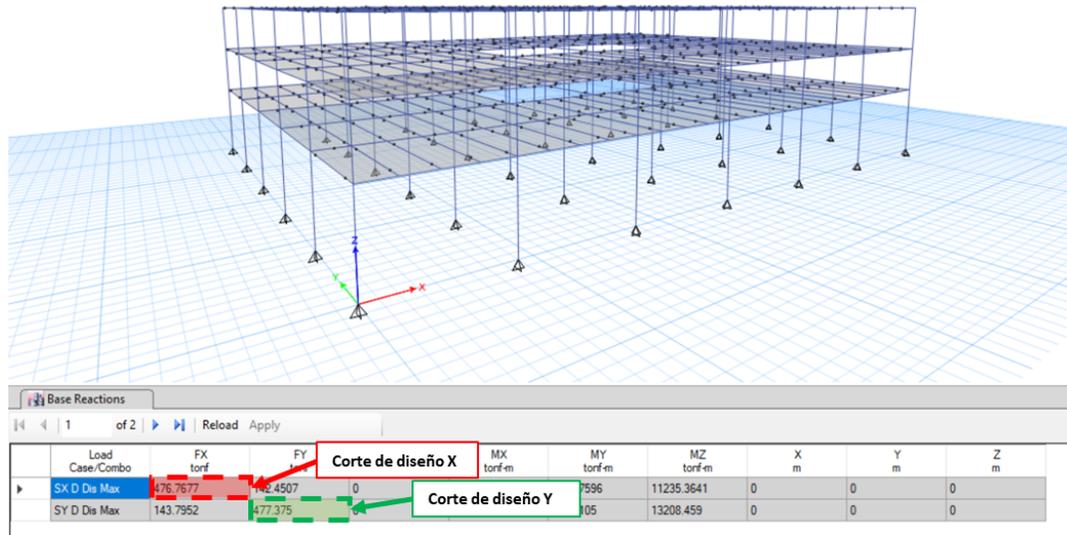


Figura 45. Corte dinámico de diseño

Notese que se obtuvieron las misma magnitudes en ETABS al aplicar los factores de calibración calculados. De manera que el procedimiento de carga y calibración del espectro

para un análisis modal fue realizado correctamente.

5. Corte basal para derivas. Para estimar las derivas la sección 12.8.6.2 de la norma ASCE 7-16 valida utilizar un periodo de diseño igual al periodo fundamental de la estructura (T_x) y (T_y) sin aplicar el límite superior de $(1.4T_a)$ ni evaluar el coeficiente sísmico mínimo de la estructura. Dado que no se cumple lo estipulado en la sección 12.9.1.4.2 del ASCE 7-16 dicho espectro no deberá ser calibrado.

Los periodos fundamentales dependerán de la masa y rigidez de los elementos y se obtiene mediante el uso del software ETABS. La ventaja de este proceso que generalmente son periodos superiores al periodo empírico calculado anteriormente, reduciendo la magnitud de las pseudo aceleraciones en el espectro y por consiguiente el coeficiente sísmico y el corte basal.

Para este periodo el software realiza un análisis modal espectral dando como resultado los siguientes cortantes basales. Cabe mencionar que, si realiza algún cambio en la sección o geometría de los elementos de la estructura, tanto el periodo fundamental como el corte dinámico cambiará. En la siguiente figura se observa el corte para el sismo de derivas el cual se puede observar que es inferior al cortante de diseño

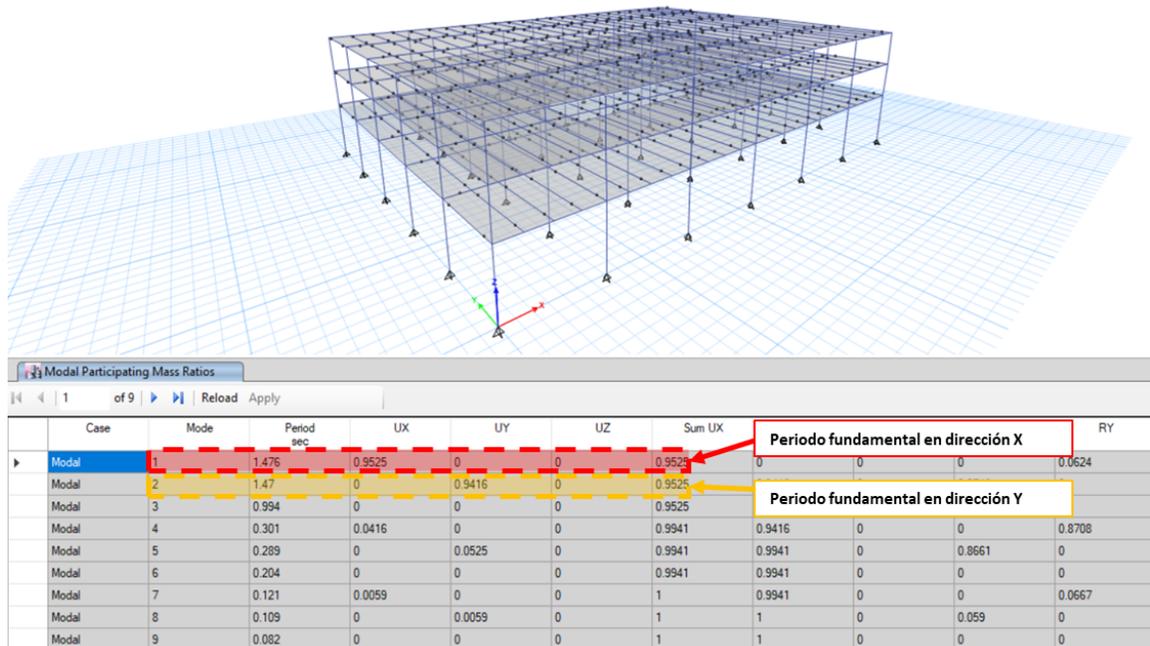


Figura 46. Periodos fundamentales de la estructura

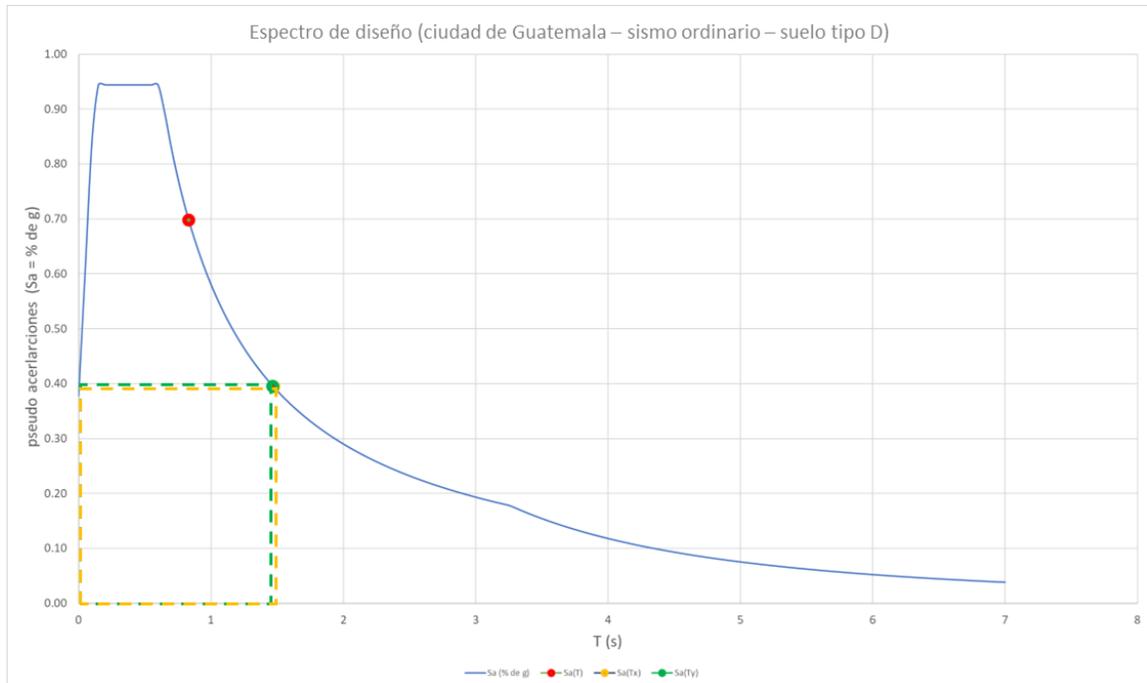


Figura 47. Periodos fundamentales evaluados en el espectro

Evaluando dentro del espectro los valores del periodo fundamental tanto para la dirección “x” como la dirección “y” se obtiene como resultado los siguientes coeficientes sísmicos. Nótese como estos son inferiores a los calculados para el periodo de diseño del análisis estático equivalente donde se utilizó como periodo de diseño

Cálculo No.11: Coeficiente sísmico para derivas

$$C_{s_x} = \frac{Sa(T)}{\beta * R} = \frac{0.39g}{1 * 8} = 0.0491g$$

$$C_{s_y} = \frac{Sa(T)}{\beta * R} = \frac{0.40g}{1 * 8} = 0.049g$$

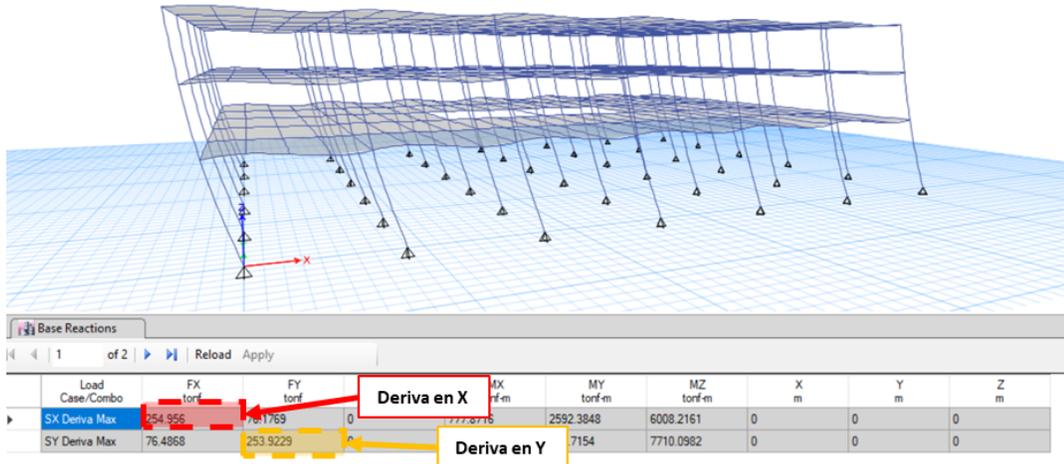


Figura 48. Cortante basal por derivas

E. Revisión de irregularidades

1. Irregularidades en planta. Para revisar irregularidades en planta, se evaluó los desplazamientos en los nodos perimetrales del edificio tanto en dirección X como dirección Y. Se asignó una excentricidad accidental del 5% a los diafragmas de la estructura y se extrajeron los siguientes datos del análisis.

Desplazamiento dirección X					
Piso	δ_x (mm) Eje A	δ_x (mm) Eje F	δ_x Prom	δ_x max / δ_x Prom	< 1.2
Azotea	59.241	68.511	63.876	1.0726	VERDADERO
3er Planta	48.304	55.804	52.054	1.0720	VERDADERO
2da Planta	33.68	38.852	36.266	1.0713	VERDADERO

Cuadro 12
Desplazamientos ejes perimetrales dirección X

Desplazamiento dirección y					
Piso	δ_y (mm) Eje 1	δ_y (mm) Eje 7	δ_y Prom	δ_y max / δ_y Prom	< 1.2
Azotea	53.76	70.473	62.1165	1.13452947	VERDADERO
3er Planta	42.373	55.877	49.125	1.13744529	VERDADERO
2da Planta	28.365	37.67	33.0175	1.14091012	VERDADERO

Cuadro 13
Desplazamientos ejes perimetrales dirección Y

Dado que la relación de desplazamiento máximo sobre el desplazamiento promedio para ambas direcciones es menor a 1.2 no se presenta la condición de irregularidad en planta establecida en la tabla 12.3-1 del ASCE 7-16. Esto la relación tanto en X como Y fue igual a la unidad esto se debe a que es una estructura rectangular simétrica de modo que el centro de masa y centro de rigidez están alineados. La forma rectangular en planta de la estructura también evita que se produzca la irregularidad de esquina reentrante.

Sin embargo, en la 2da y 3era planta existe una abertura al centro de la losa, la cual interrumpe el diafragma de manera que deberá evaluarse dicha condición. Según lo estipulado en ASCE 7-16 el edificio diseñado tampoco presenta irregularidades por este tipo.

Descontinuidad de diafragma				
Piso	Area apertura	Area diafragma	% Cambio	< 50 %
Azotea	0	2160	0%	VERDADERO
3er Planta	144	2160	6.67%	VERDADERO
2da Planta	144	2160	6.67%	VERDADERO

Cuadro 14
Discontinuidad de diafragma

Según ASCE 7-16 en la sección 12.3.3.4 y AGIES NSE-3 en la sección 1.10.2, establecen que uno de los criterios para establecer un factor de redundancia igual a uno es evaluar el requisito de torsión extrema los niveles que resisten más del 35 % del corte basal, cuando una de las vigas del sistema SMF desarrolla articulación plástica.

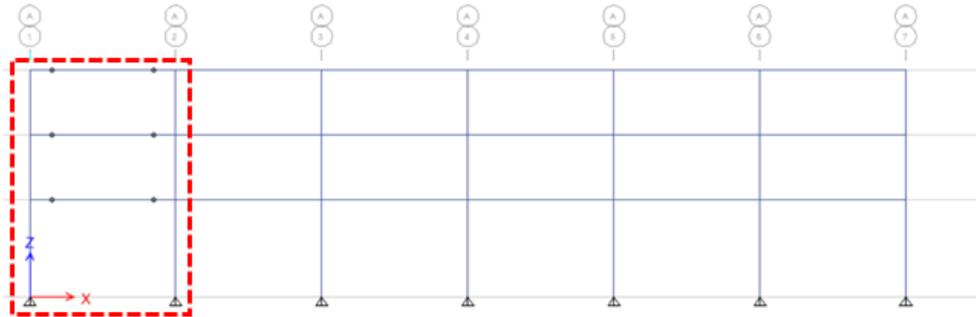


Figura 49. Vigas sistema SMF (X) articuladas

Para el sistema SMF para sismo en dirección en X, se articuló una viga por nivel en el marco y se procedió a evaluar los efectos rotacionales de la misma, los cuales se muestran a continuación.

Desplazamiento dirección X (Viga SMF articulada)							
Piso	Corte Sobre nivel	%	δ_x (mm) Eje A	δ_x (mm) Eje F	δ_x Prom	δ_x max / δ_x Prom	< 1.4
Azotea	179.6012	38%	58.041	74.153	66.097	1.1219	VERDADERO
3er Planta	346.8135	73%	47.122	59.767	53.4445	1.1183	VERDADERO
2da Planta	476.7677	100%	32.696	41.088	36.892	1.1137	VERDADERO

Cuadro 15

Revisión torsional en marcos SMF (X)

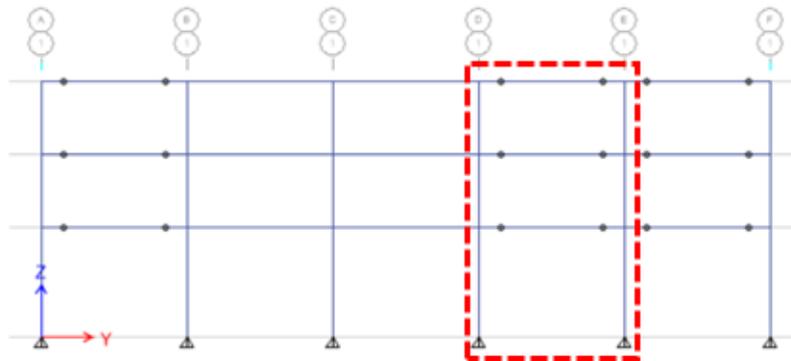


Figura 50. Vigas sistema SMF (Y) articuladas

Para el marco en dirección y se articuló una viga por nivel tal como se muestra en la imagen anterior, nuevamente evaluando los efectos torsionales sobre estas no se presentó

el efecto de irregularidad torsional extrema. Por lo que el factor de redundancia se permite que sea 1, aun cuando sea un nivel de protección tipo D

Desplazamiento dirección Y (Viga SMF articulada)							
Piso	Corte Sobre nivel	%	δy (mm) Eje 1	δy (mm) Eje 7	δy Prom	δy max / δy Prom	< 1.4
Azotea	187.6536	39%	50.244	78.695	64.4695	1.22065473	VERDADERO
3er Planta	351.1845	74%	39.473	61.817	50.645	1.22059433	VERDADERO
2da Planta	477.375	100%	26.33	41.22	33.775	1.22042931	VERDADERO

Cuadro 16

Revisión torsional en marcos SMF (Y)

2. Irregularidades en elevación. Del programa ETABS se extrajo la rigidez de cada uno de los niveles y se evaluó el criterio de piso flexible descrito en la tabla 12.3-2 de la norma ASCE 7-16. La norma establece que la rigidez de un piso debe ser superior al 70 % de la rigidez del piso superior. Para esta estructura se presenta la condición de piso flexible siendo la segunda planta menos rígida que la primera, esto se debe a la altura de entre piso y la base articulada de las columnas. Para tal condición ASCE 7-16.

Revisión de Piso flexible dirección X			
Piso	Rigidez (tonf/m)	70% rigidez piso superior	Rigidez piso < 70% rigidez piso superior
Azotea	14,599.87	n/a	n/a
3er Planta	20,868.32	10,219.91	FALSO
2da Planta	12,560.80	14,607.83	VERDADERO

Cuadro 17

Criterio de piso flexible N1

Revisión de Piso flexible dirección Y			
Piso	Rigidez (tonf/m)	70% rigidez piso superior	Rigidez piso < 70% rigidez piso superior
Azotea	13,440.61	n/a	n/a
3er Planta	20,104.85	9,408.43	FALSO
2da Planta	13,027.24	14,073.39	VERDADERO

Cuadro 18

Criterio de piso flexible N1

En caso de que no cumpla la condición de piso flexible ASCE 7-16 ordena que se realicen los procedimientos mostrados en la tabla 12.6-1. Siendo estos un análisis estático equivalente y un análisis modal espectral. Dichos análisis fueron realizados en el análisis sísmico desarrollado en los capítulos anteriores.

Se analizó de igual forma la condición de piso flexible extremo, en donde el piso no deberá tener una rigidez menor al 60% del nivel superior. La estructura no presentó esta condición tanto para la dirección X como dirección Y.

Revisión de Piso flexible Extremo dirección X			
Piso	Rigidez (tonf/m)	60% rigidez piso superior	Rigidez piso < 60% rigidez piso superior
Azotea	14,599.87	n/a	n/a
3er Planta	20,868.32	8,759.92	FALSO
2da Planta	12,560.80	12,520.99	FALSO

Cuadro 19
Criterio piso flexible crítico dirección X

Revisión de Piso flexible Extremo dirección Y			
Piso	Rigidez (tonf/m)	60% rigidez piso superior	Rigidez piso < 60% rigidez piso superior
Azotea	13,440.61	n/a	n/a
3er Planta	20,104.85	8,064.36	FALSO
2da Planta	13,027.24	12,062.91	FALSO

Cuadro 20
Criterio piso flexible crítico dirección Y

El edificio a diseñar no posee irregularidades geométricas en su plano vertical y los sistemas estructurales sismorresistentes poseen continuidad de manera que no entra dentro de otras categorías de irregularidad vertical descrita por ASCE 7-16. Evaluado la sección 12.3.4 del ASCE 7-16 se puede determinar que el factor de redundancia corresponde a 1 para el análisis en ambas direcciones.

F. Diseño de elementos gravitacionales

La estructura posee elementos diseñados únicamente para transmitir y resistir la carga gravitacional. Para ello se diseñó un entrepiso compuesto de una losacero y 3 vigas secundarias, se diseñó y evaluaron secciones de acero para las vigas y columnas gravitacionales cuyos resultados se presentan a continuación.

1. Losacero. La losacero seleccionada proviene del catálogo IMSA siendo esta la losacero sección 4, está elaborada de acero tipo ASTM-A653. Como se mencionó esta losacero en cada entrepiso estará apoyada sobre 3 vigas secundarias de modo que según la geometría y separación de las vigas secundarias se evaluó para una losacero calibre 20 con 10cm de topping.

1. Diseño de Losacero		
Tablero		Comentarios
Lvs	8 m	Longitud de vigas secundarias
Lvp	9 m	Longitud de viga principal
n vigas secundarias	3	
n apoyos	5	
Separación Vigas Sec	2.25 m	
Lamina cal	20	
Topping	10 cm	Cuadro: Losacero Sección 4 Claros máximos sin apuntalamiento
Separación min (Según Fab)	2.06 m	VERDADERO
Separación max (Según Fab)	2.81 m	VERDADERO

Cuadro 21
Revisión geométrica de losacero

Tras integrar las cargas sobre la misma se obtuvieron los siguientes resultados, siendo los cuadros en color naranja las especificaciones del fabricante, los cuadros verdes las características del proyecto y amarillo los resultados del análisis.

2. Revisión de momentos sobre losacero		
		Comentarios
Sobrecarga	263.5 kg/m ²	No se incluye el peso propio de los elementos estructurales
Concreto	324 kg/m ²	Buscar peso del concreto para un Topping de 10 cm
Lámina	10.02 kg/m ²	Peso de lámina calibre 20 ver Cuadro: Propiedades de la Sección
Carga muerta	597.52 kg/m ²	
Carga viva	1221 kg/m ²	
Sobre carga adm	1772.5 kg/m ²	capacidad de la lamina: Cuadro: Losacero Sección 4 Sobrecarga admisible
Sobre carga	1484.5 kg/m ²	demanda de la lamina
Demanda / capacidad	83.75%	VERDADERO

Cuadro 22
Revisión resistencia de losacero

La losacero cumple a un 83.75 % las solicitudes de carga gravitacional para un entrepiso típico de almacenaje de equipo pesado. Para soportar los efectos producidos por el momento negativo se agregaron barras No.5 de 56.25 cm. Para un topping de 10 cm el fabricante recomienda el uso de una electromalla de 6" x 6" x 4/4.

2. Vigas principales y secundarias. Para el diseño de vigas secundarias y principales se consideró un diseño de sección compuesta con la losacero, dicho análisis considera el aporte del concreto de la losa ante la demanda de flexión permitiendo utilizar un perfil más eficiente. Para dicho análisis se utilizaron las propiedades de los perfiles rolados en caliente A992 tabuladas en la 14^a Edición del manual de diseño del AISC. Se evaluó flexión, corte y deflexiones. Siendo los resultados mostrados en la tabla a continuación.

3. Columnas gravitacionales. Las columnas gravitacionales se diseñaron para soportar la carga axial y la flexión que esa podría producir. Las vigas que se conectan hacia las columnas gravitacionales poseen conexiones que no transmiten los momentos hacia la columna únicamente la carga de corte. En el siguiente cuadro se presenta el resumen y resultados de los análisis de los elementos gravitacionales diseñados para el proyecto.

Para los elementos gravitacionales se diseño utilizando la combinación de carga gravitacional más crítica utilizando las magnitudes definidas en la sección de carga gravitacional de este documento

Expresión No.38: Combinación de carga gravitacional de diseño

$$W = 1.2(CM) + 1.6(CV)$$

Elemento	Sección	Nivel	Material	Demanda / Capacidad			
				Flexión	Corte	Axial	Deflexión
Losacero	Sección 4 Calibre 20	2do Piso	ASTM-A653	83.75%	N/A	N/A	N/A
	Sección 4 Calibre 20	3er Piso	ASTM-A653	83.75%	N/A	N/A	N/A
	Sección 4 Calibre 22	Azotea	ASTM-A653	26.49%	N/A	N/A	N/A
Bastones	No.5 @ 1 ft	2do Piso	ASTM-A615	87.01%	N/A	N/A	N/A
	No.5 @ 1 ft	3er Piso	ASTM-A615	87.01%	N/A	N/A	N/A
	No.3 @ 1 ft	Azotea	ASTM-A615	97.00%	N/A	N/A	N/A
Viga Secundaria	W18X35	2do Piso	ASTM-A992	93.20%	33.00%	N/A	79.90%
	W18X35	3er Piso	ASTM-A992	93.20%	33.00%	N/A	79.90%
	W14X26	Azotea	ASTM-A992	48.90%	16.30%	N/A	57.60%
Viga Principal	W27X84	2do Piso	ASTM-A992	99.70%	58.60%	N/A	78.90%
	W27X84	3er Piso	ASTM-A992	99.70%	58.60%	N/A	78.90%
	W14X26	Azotea	ASTM-A992	74.50%	29.30%	N/A	73.50%
Columna	W24X146	2do Piso	ASTM-A992	73.10%	N/A	73.10%	N/A
	W27X114	3er Piso	ASTM-A992	73.10%	N/A	73.10%	N/A
	W27X114	Azotea	ASTM-A992	73.10%	N/A	73.10%	N/A

Cuadro 23

Resultados elementos gravitacionales

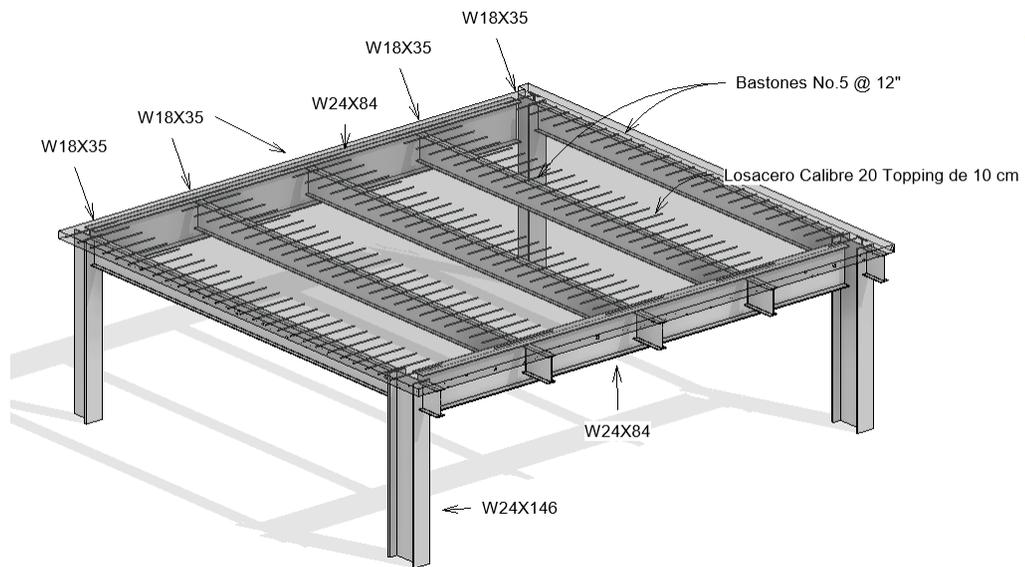


Figura 51. Esquema de entepiso y elementos de carga gravitacionales

Las vigas gravitacionales se distribuyeron tal como se muestra en la siguiente imagen siendo estas las que no están resaltadas en rojo. Adicionalmente al cálculo y verificación manual realizado se verificaron los resultados mediante el software ETABS. Dicho programa mostró resultados similares a los que se realizaron en el cálculo manual validando así las secciones para elementos de carga gravitacional. Las secciones seleccionadas definen una considerable parte del peso sísmico razón por la cual se buscó optimizar estos elementos.

G. Descripción de los sistemas sismorresistentes

1. Disposición de marcos especiales a momento. Con el fin de evitar efectos torsionales se decidió ubicar los sistemas sismorresistentes en el perímetro de la estructura tanto para dirección X como dirección Y. Se definieron dos sistemas SMF continuos para resistir el sismo en dirección X y 4 sistemas continuos para contrarrestar los efectos del sismo en dirección Y, esto se decidió para garantizar mayor redundancia en el sistema. Esto se muestra más detallado en las figuras a continuación siendo los marcos especiales a momento los que están resaltados en color rojo en la vista en planta. Estos sistemas tendrán continuidad en un plano vertical en cada uno de los niveles.

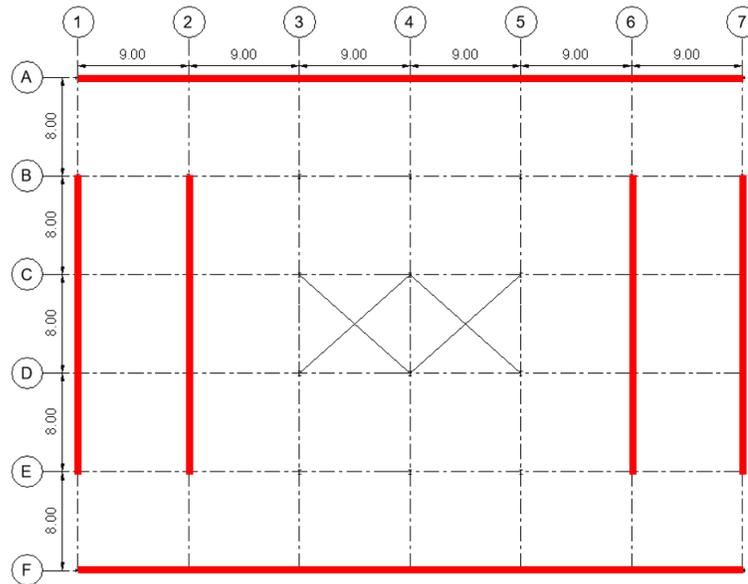


Figura 54. Disposición de sistemas SMF vista en planta

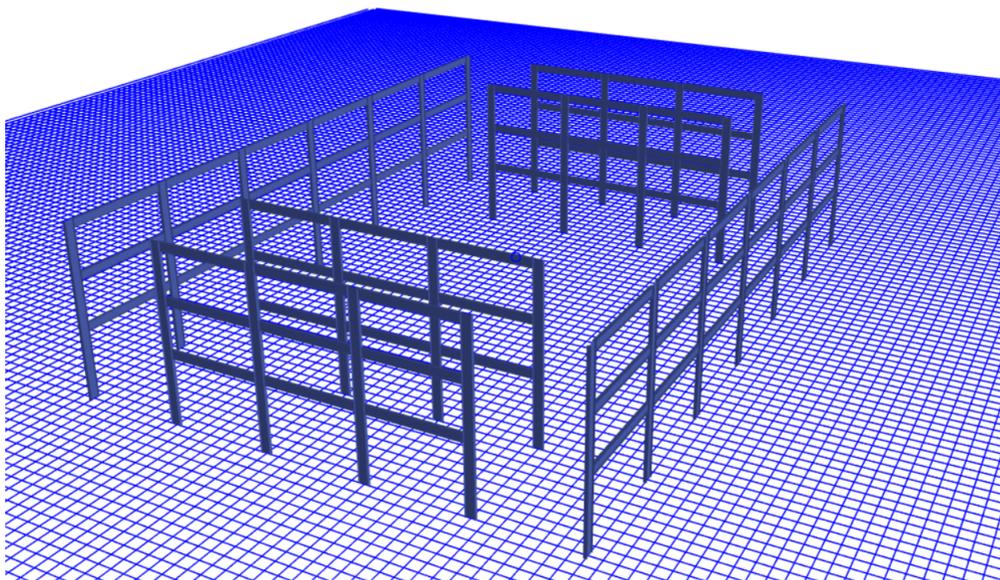


Figura 55. Disposición de sistemas SMF vista en 3D

2. Elementos del sistema SMF. Para este proyecto los elementos de los marcos especiales a momento tanto para dirección X y dirección Y, están compuestos por perfiles rolados en caliente tipo W de acero A992. La norma AISC 341-16 determina los perfiles válidos para utilizar sistemas de alta ductilidad como el caso de los marcos especiales a momento. De modo que el primer paso fue filtrar dentro de todos los perfiles disponibles aquellos que no cumplen con los límites de compacidad de elementos de alta ductilidad para patín y alma descritos en el capítulo D de AISC 341-16.

TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to- Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
				
				
				
				

TABLE D1.1 (continued) Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to- Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	   

Cuadro 24
Compacidad sísmica

Dado que se emplearán conexiones precalificadas RBS se filtraron aquellos perfiles que no cumplen los requisitos geométricos impuestos por AISC 358-16 para este tipo de conexión. Estos se resumen en el siguiente cuadro

Columnas AISC 358-16	Vigas AISC 358-16
Los elementos deben cumplir con la compacidad descrita en AISC 341-16 para elementos de alta ductilidad	Los elementos deben cumplir con la compacidad descrita en AISC 341-16 para elementos de alta ductilidad
Perfiles no superiores a los W36	Perfiles no superiores a los W36
Perfiles con un espesor de patín (tf) < 1 3/4"	
Perfiles con un peso menor a 302 libras	

Cuadro 25
Requisitos geométricos RBS

Este proceso de filtración dio como resultado 95 perfiles W válidos a utilizar como vigas y 115 perfiles W para columnas.

3. Pre-dimensionamiento. Según la literatura citada una forma para establecer un punto de partida para el pre-dimensionamiento de los marcos especiales a momento es realizar una comparación de los módulos de sección plástica de las vigas y columnas que actúan sobre determinado nodo. Esto se ejemplifica en la expresión mostrada a continuación donde se observa que la relación deberá superar 1.5 para aumentar las probabilidades de cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil.

Expresión No.39: Relación de módulo de sección plástica

$$\frac{\sum Z_C}{\sum Z_V} \geq 1.5$$

La sumatoria que se indica en la expresión hace referencia a la cantidad de elementos asociadas al nodo analizado, como no se conoce aún cual será el módulo de la sección plástica de la sección de la viga reducida se asumió que será un 70 % del módulo de sección de la viga sin reducir.

Considerando que se posee una alta demanda gravitacional en la 2da y 3er planta debido a la carga de industria pesada se evaluó para un nodo central el cual esté compuesto por dos vigas y dos columnas. Se aplicó la expresión mostrada anteriormente y se desarrolló una matriz que devuelva el resultado de la relación de módulos plásticos según la combinación de vigas y columnas del sistema.

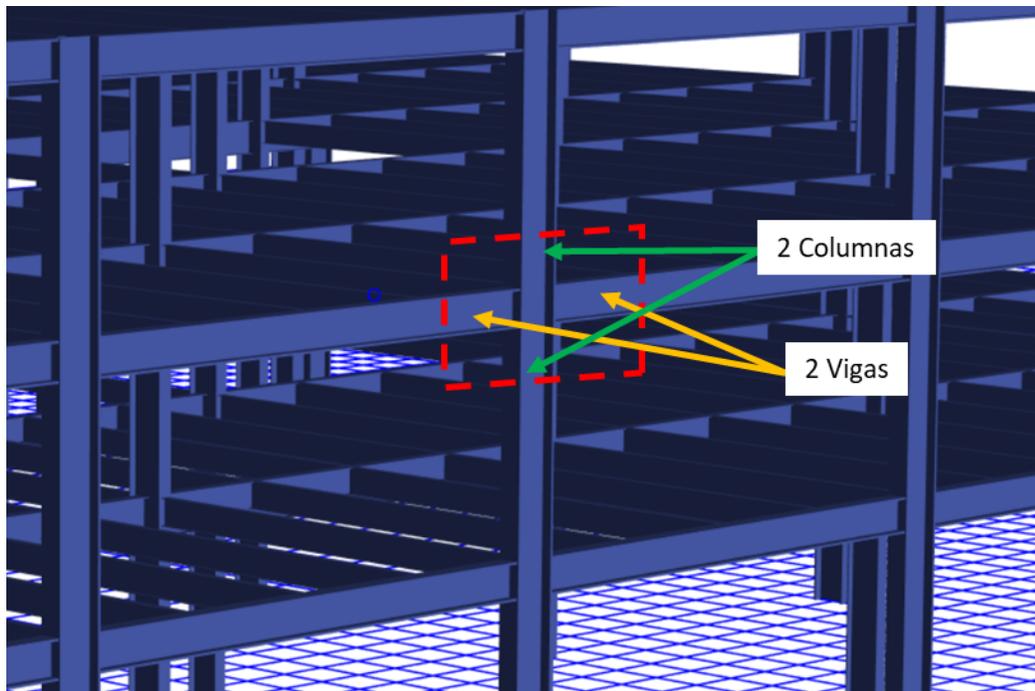


Figura 56. Nodo analizado para pre-dimensionamiento

Columna	W18X311	W18X283	W18X258	W18X234	W18X211	W18X192	W18X175	W18X158	W18X143	W18X130	W18X119	W18X106	W18X97	W18X86	W18X71	W18X100	W16X89	W16X77	W16X57	W14X87.3	
Viga	754	676	611	549	490	442	398	356	322	290	262	230	211	186	146	198	175	150	105	2030	
W21X182	476	2.26	2.03	1.83	1.65	1.47	1.33	1.19	1.07	0.97	0.87	0.79	0.69	0.63	0.56	0.44	0.59	0.53	0.45	0.32	6.09
W24X162	468	2.30	2.06	1.87	1.68	1.50	1.35	1.21	1.09	0.98	0.89	0.80	0.70	0.64	0.57	0.45	0.60	0.53	0.46	0.32	6.20
W14X233	436	2.47	2.21	2.00	1.80	1.61	1.45	1.30	1.17	1.06	0.95	0.86	0.75	0.69	0.61	0.48	0.65	0.57	0.49	0.34	6.65
W21X166	432	2.49	2.24	2.02	1.82	1.62	1.46	1.32	1.18	1.06	0.96	0.87	0.76	0.70	0.62	0.48	0.65	0.58	0.50	0.35	6.71
W24X146	418	2.58	2.31	2.09	1.88	1.67	1.51	1.36	1.22	1.10	0.99	0.90	0.79	0.72	0.64	0.50	0.68	0.60	0.51	0.36	6.94
W18X175	398	2.71	2.43	2.19	1.97	1.76	1.59	1.43	1.28	1.16	1.04	0.94	0.83	0.76	0.67	0.52	0.71	0.63	0.54	0.38	7.29
W14X211	390	2.76	2.48	2.24	2.01	1.79	1.62	1.46	1.30	1.18	1.06	0.96	0.84	0.77	0.68	0.53	0.73	0.64	0.55	0.38	7.44
W21X147	373	2.89	2.59	2.34	2.10	1.88	1.69	1.52	1.36	1.23	1.11	1.00	0.88	0.81	0.71	0.56	0.76	0.67	0.57	0.40	7.77
W18X158	356	3.03	2.71	2.45	2.20	1.97	1.77	1.60	1.43	1.29	1.16	1.05	0.92	0.85	0.75	0.59	0.79	0.70	0.60	0.42	8.15
W14X193	355	3.03	2.72	2.46	2.21	1.97	1.78	1.60	1.43	1.30	1.17	1.05	0.93	0.85	0.75	0.59	0.80	0.70	0.60	0.42	8.17
W21X132	333	3.23	2.90	2.62	2.36	2.10	1.90	1.71	1.53	1.38	1.24	1.12	0.99	0.91	0.80	0.63	0.85	0.75	0.64	0.45	8.71
W18X143	322	3.35	3.00	2.71	2.44	2.17	1.96	1.77	1.58	1.43	1.29	1.16	1.02	0.94	0.83	0.65	0.88	0.78	0.67	0.47	9.01
W14X176	320	3.37	3.02	2.73	2.45	2.19	1.97	1.78	1.59	1.44	1.29	1.17	1.03	0.94	0.83	0.65	0.88	0.78	0.67	0.47	9.06
W12X190	311	3.46	3.11	2.81	2.52	2.25	2.03	1.83	1.64	1.48	1.33	1.20	1.06	0.97	0.85	0.67	0.91	0.80	0.69	0.48	9.32
W21X122	307	3.51	3.15	2.84	2.55	2.28	2.06	1.85	1.66	1.50	1.35	1.22	1.07	0.98	0.87	0.68	0.92	0.81	0.70	0.49	9.45
W18X130	290	3.71	3.33	3.01	2.70	2.41	2.18	1.96	1.75	1.59	1.43	1.29	1.13	1.04	0.92	0.72	0.98	0.86	0.74	0.52	10.00
W14X159	287	3.75	3.36	3.04	2.73	2.44	2.20	1.98	1.77	1.60	1.44	1.30	1.14	1.05	0.93	0.73	0.99	0.87	0.75	0.52	10.10
W21X111	279	3.86	3.46	3.13	2.81	2.51	2.26	2.04	1.82	1.65	1.48	1.34	1.18	1.08	0.95	0.75	1.01	0.90	0.77	0.54	10.39
W12X170	275	3.92	3.51	3.17	2.85	2.55	2.30	2.07	1.85	1.67	1.51	1.36	1.19	1.10	0.97	0.76	1.03	0.91	0.78	0.55	10.55
W18X119	262	4.11	3.69	3.33	2.99	2.67	2.41	2.17	1.94	1.76	1.58	1.43	1.25	1.15	1.01	0.80	1.08	0.95	0.82	0.57	11.07
W14X145	260	4.14	3.71	3.36	3.02	2.69	2.43	2.19	1.96	1.77	1.59	1.44	1.26	1.16	1.02	0.80	1.09	0.96	0.82	0.58	11.15
W12X152	243	4.43	3.97	3.59	3.23	2.88	2.60	2.34	2.09	1.89	1.70	1.54	1.35	1.24	1.09	0.86	1.16	1.03	0.88	0.62	11.93
W14X132	234	4.60	4.13	3.73	3.35	2.99	2.70	2.43	2.17	1.97	1.77	1.60	1.40	1.29	1.14	0.89	1.21	1.07	0.92	0.64	12.39
W18X106	230	4.68	4.20	3.80	3.41	3.04	2.75	2.47	2.21	2.00	1.80	1.63	1.43	1.31	1.16	0.91	1.23	1.09	0.93	0.65	12.61
W21X93	221	4.87	4.37	3.95	3.55	3.17	2.86	2.57	2.30	2.08	1.87	1.69	1.49	1.36	1.20	0.94	1.28	1.13	0.97	0.68	13.12
W12X136	214	5.03	4.51	4.08	3.66	3.27	2.95	2.66	2.38	2.15	1.94	1.75	1.54	1.41	1.24	0.97	1.32	1.17	1.00	0.70	13.55
W14X120	212	5.08	4.56	4.12	3.70	3.30	2.98	2.68	2.40	2.17	1.95	1.77	1.55	1.42	1.25	0.98	1.33	1.18	1.01	0.71	13.68
W18X97	211	5.10	4.58	4.14	3.72	3.32	2.99	2.69	2.41	2.18	1.96	1.77	1.56	1.43	1.26	0.99	1.34	1.18	1.02	0.71	13.74
W18X100	198	5.44	4.88	4.41	3.96	3.54	3.19	2.87	2.57	2.32	2.09	1.89	1.66	1.52	1.34	1.05	1.43	1.26	1.08	0.76	14.65
W14X109	192	5.61	5.03	4.55	4.08	3.65	3.29	2.96	2.65	2.40	2.16	1.95	1.71	1.57	1.38	1.09	1.47	1.30	1.12	0.78	15.10
W18X86	186	5.79	5.19	4.69	4.22	3.76	3.39	3.06	2.73	2.47	2.23	2.01	1.77	1.62	1.43	1.12	1.52	1.34	1.15	0.81	15.59
W12X120	186	5.79	5.19	4.69	4.22	3.76	3.39	3.06	2.73	2.47	2.23	2.01	1.77	1.62	1.43	1.12	1.52	1.34	1.15	0.81	15.59
W18X89	175	6.16	5.52	4.99	4.48	4.00	3.61	3.25	2.91	2.63	2.37	2.14	1.88	1.72	1.52	1.19	1.62	1.43	1.23	0.86	16.57
W12X106	164	6.57	5.89	5.32	4.78	4.27	3.85	3.47	3.10	2.80	2.53	2.28	2.00	1.84	1.62	1.27	1.72	1.53	1.31	0.91	17.68
W16X77	150	7.18	6.44	5.82	5.23	4.67	4.21	3.79	3.39	3.07	2.76	2.50	2.19	2.01	1.77	1.38	1.89	1.67	1.43	1.00	19.33
W12X96	147	7.33	6.57	5.94	5.34	4.76	4.30	3.87	3.46	3.13	2.82	2.55	2.24	2.05	1.81	1.42	1.92	1.70	1.46	1.02	19.73

Figura 57. Matriz de relación de módulo de sección plástica

A la matriz se le aplicó un código de color en donde los valores en color rojo representan las combinaciones de elementos donde la columna presenta un menor módulo de sección plástica al de la viga. El color amarillo representa las relaciones entre 1 y 1.49 donde la viga tendrá un módulo de sección plástica similar o ligeramente inferior al de la columna. El color verde y azul representan aquellas combinaciones que cumplen con la expresión, siendo los valores en azul las combinaciones en donde la columna tendrá el triple de módulo de sección plástica que la viga. De modo que para este proyecto se buscó relaciones entre elementos que estuvieran dentro del conjunto de combinaciones resaltadas en verde o azul.

Otro criterio que se consideró en el pre-dimensionamiento de la estructura fue aquel relacionado al refuerzo en la zona panel. La previsión sísmica AISC 314-16 proveen relaciones geométricas de la viga y columna del marco para determinar si requieren refuerzo en la zona panel mediante placas de continuidad o Doublers.

Expresión No.40: Requisito geométrico Doublers AISC 314-16 (E3-7)

$$tw_c \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

AISC 314-16 indica mediante la expresión mostrada anteriormente que si el espesor del alma de la columna no debe ser inferior a las dimensiones de la zona panel sobre 90. Siendo (dz) la altura de la zona panel siendo esta el peralte de la viga menos el espesor de ambos patines. El ancho de la zona panel (wz) es determinado por la columna, siendo la longitud entre los patines de la misma. En caso de que no se cumpla la relación anterior se deberá engrosar el alma de la columna mediante una placa soldada en uno o ambos lados de la columna.

Expresión No.41: Requisito geométrico placas de continuidad AISC 314-16 (E3-8)

$$tf_c \geq \frac{bf_v}{6}$$

Según AISC 314-16 para perfiles rolados en caliente si es inferior el espesor del patín de la columna a comparación del ancho de la viga sobre 6. Será necesario aplicar placas de continuidad en la zona panel. De modo que para el pre-dimensionamiento se buscó una combinación de vigas y columnas que cumplieran con la relación de módulos de sección plástica y los requisitos geométricos de la zona panel.

Cabe mencionar que adicionalmente a los requisitos geométricos se deberán verificar las cargas actuantes sobre la zona panel para definir si esta debe ser rigidizada. Sin embargo, cumplir con una relación alta de módulos de sección plástica y los requisitos geométricos reducen las probabilidades de requerir rigidizar la zona panel dando como resultado una estructura optimizada razón por la cual se considerando estos criterios para el pre-dimensionamiento.

H. Diseño por estabilidad

Los sistemas estructurales compuestos por marcos a momento presentan la característica de que toda la fuerza lateral será resistida únicamente por el conjunto de vigas y columnas. De manera que se debe garantizar que los elementos del marco tengan la suficiente rigidez para mantener a la estructura dentro de los límites de estabilidad lateral. El diseño de marcos especiales a momento generalmente está gobernado por el parámetro de derivas. Es por ello que se realizó el pre-dimensionamiento de los marcos especiales a momento enfocado a cumplir con los límites de derivas y posteriormente se evaluó la resistencia de los elementos que lo conforman. Este proceso requiere de varias iteraciones para cumplir con el límite de derivas, en cada cambio de sección se altera el peso sísmico, periodos fundamentales, cortes basales y factores de calibración.

1. Sistema SMF X. A continuación se detalla el proceso de análisis para los sistemas sismorresistentes en para amortiguar el sismo en sentido X.

2. Criterio de derivas. Partiendo de la matriz elaborada y tras varias evaluaciones mediante un análisis dinámico en el programa ETABS, se obtuvo que los marcos especiales a momento cumplen los criterios de estabilidad aplicando secciones mostradas en la siguiente figura. Considerando los criterios de pre-dimensionamiento la combinación de perfiles que cumplió con el límite de derivas en dirección X para los marcos especiales a momento en dicha dirección son los que se muestran a continuación. Con ayuda del programa ETABS se logró determinar las derivas por nivel y para el límite de derivas los perfiles más óptimos para este criterio son los que se muestran en la siguiente figura.

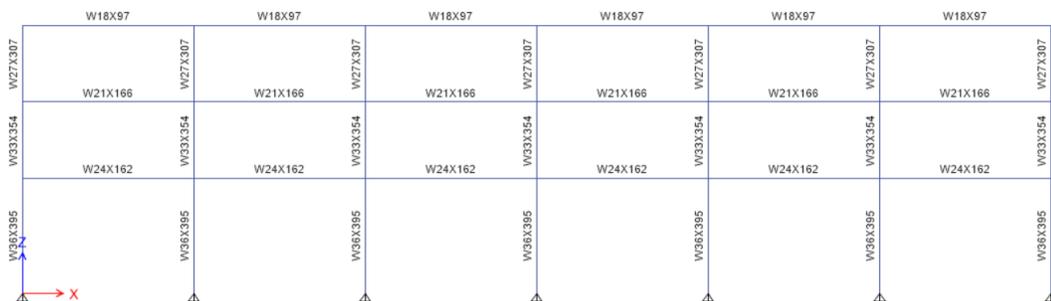


Figura 58. Perfiles sistema SMF X

	Columna	Columna	W36X926	W36X853	W36X802	W36X723	W36X662	W36X529	W36X487	W36X441	W36X396	W36X361
Viga	Zx	Zx	4130	3920	3660	3270	2910	2330	2130	1910	1710	1550
Viga	Zx	Relación Zx/Zb										
W33X291	1160		5.09	4.83	4.51	4.03	3.58	2.87	2.62	2.35	2.11	1.91
W36X266	1040		5.67	5.38	5.03	4.49	4.00	3.20	2.93	2.62	2.35	2.13
W33X263	1040		5.67	5.38	5.03	4.49	4.00	3.20	2.93	2.62	2.35	2.13
W30X261	943		6.26	5.94	5.54	4.95	4.41	3.53	3.23	2.89	2.59	2.35
W30X236	847		6.97	6.61	6.17	5.52	4.91	3.93	3.59	3.22	2.88	2.61
W27X236	772		7.64	7.25	6.77	6.05	5.38	4.31	3.94	3.53	3.16	2.87
W27X217	711		8.30	7.88	7.35	6.57	5.85	4.68	4.28	3.84	3.44	3.11
W24X229	675		8.74	8.30	7.75	6.92	6.16	4.93	4.51	4.04	3.62	3.28
W27X194	631		9.35	8.87	8.29	7.40	6.59	5.28	4.82	4.32	3.87	3.51
W24X207	606		9.74	9.24	8.63	7.71	6.86	5.49	5.02	4.50	4.03	3.65
W27X178	570		10.35	9.82	9.17	8.20	7.29	5.84	5.34	4.79	4.29	3.88
W24X192	559		10.55	10.02	9.35	8.36	7.44	5.95	5.44	4.88	4.37	3.96
W21X201	530		11.13	10.57	9.87	8.81	7.84	6.28	5.74	5.15	4.61	4.18
W24X176	511		11.55	10.96	10.23	9.14	8.14	6.51	5.95	5.34	4.78	4.33
W21X182	476		12.39	11.76	10.98	9.81	8.73	6.99	6.39	5.73	5.13	4.65
W24X162	468		12.61	11.97	11.17	9.98	8.88	7.11	6.50	5.83	5.22	4.73
W14X233	436		13.53	12.84	11.95	10.71	9.53	7.63	6.98	6.26	5.60	5.08
W21X166	432		13.66	12.96	12.10	10.81	9.62	7.71	7.04	6.32	5.65	5.13

Figura 59. Relación de módulos de sección plástica perfiles sistema SMF nivel 1

Mediante la matriz se puede determinar que al tener una relación de módulos de sección plástica de 5.22 se posee una mayor posibilidad de que se cumpla el criterio de columna fuerte-viga débil

Utilizando el software ETABS se evaluaron los desplazamientos laterales para el sismo de derivas en dirección X definido en los apartados anteriores de este documento. Mediante este software se extrajo el desplazamiento elástico lateral el cual se muestra en la segunda columna del siguiente cuadro.

	↓ Extraído de ETABS ↓		↓ δ última = δ Elástica * Cd ↓		↓ Condición ↓
Deriva	δ Elástica	Cd	δ última	δ AGIES NSE -3	δ última < δ AGIES NSE -3
Azotea	0.00165	5.5	0.0090	0.02	VERDADERO
3er planta	0.00216	5.5	0.0119	0.02	VERDADERO
2da Planta	0.00327	5.5	0.0180	0.02	VERDADERO
Base	0.00000	5.5	0.0000	0.02	VERDADERO

Cuadro 26

Revisión derivas sistemas SMF X

Para obtener la deriva en el rango inelástico se aplicó el factor Cd el cual corresponde a 5.5 para marcos especiales a momento. Este cálculo se realiza aplicando la expresión 4.3.2-1 de AGIES NSE-3, la cual se muestra a continuación y los resultados se observan en la cuarta columna del cuadro anterior.

Expresión No.42: Cálculo de derivas en el rango inelástico

$$\delta_u = \delta_e * Cd$$

Para este tipo de estructura bajo el nivel de categoría ordinario AGIES NSE-3 establece que las derivas no deberán exceder 0.02 de la altura del entrepiso. Nótese como la selección de estos perfiles para vigas y columnas producen el cumplimiento del límite de derivas.

3. Coeficiente de estabilidad. En la sección 4.6.2 de la norma AGIES NSE-3 se establece otro criterio para verificar los efectos P-delta de la estructura. Para ello se empleará la siguiente expresión para obtener un coeficiente de estabilidad donde el valor P representa la carga gravitacional del piso analizado y la carga acumulada de los pisos superiores sin ningún factor de mayoración.

Expresión No.43: Cálculo del coeficiente de estabilidad

$$\theta = \frac{P * \delta_e}{V_x * h}$$

El coeficiente de estabilidad no deberá superar el valor máximo calculado mediante la siguiente expresión. Cabe mencionar que el valor máximo del coeficiente no debe superar 0.25 según AGIES NSE-3 ecuación No. 4.6.3-1, en caso contrario se deberá replantear la estructura. Siendo beta un factor que relaciona la demanda sobre capacidad de corte en la estructura, se puede asumir 1 de manera conservadora.

Expresión No.44: Valor máximo del coeficiente

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta * Cd}$$

Mediante el programa se extrajo la magnitud de la fuerza de corte actuante en cada nivel proporcionada por el sismo de diseño en dirección X, los cuales se representan en el siguiente gráfico y sus magnitudes se establecen en la 2da columna del cuadro.

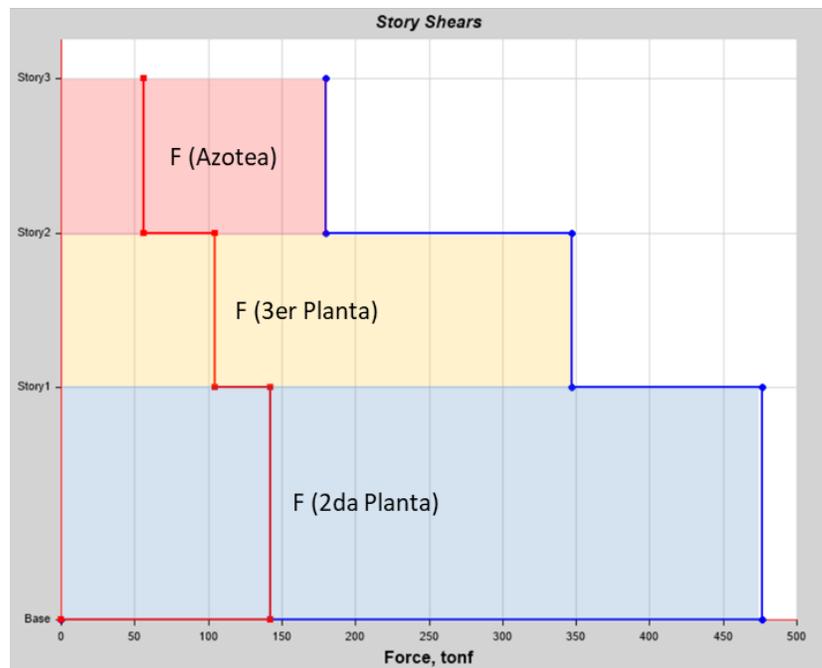


Figura 60. Cortante actuante en cada nivel

De la misma forma se extrajeron los valores de carga gravitacional sin mayorar actuante en cada nivel las cuales se muestran en la 3er columna del siguiente cuadro.

↓ Extraído de ETABS ↓

Niveles	Corte (Vx) tonf	Px (tonf)	Δ Elastica	hx	θ
3er piso - Azotea	179.60	1,506.49	0.00165	4	0.00345
2do piso - 3er piso	346.81	5,414.07	0.00216	4	0.00842
Base - 2do piso	476.77	9,312.69	0.00327	6	0.01063

Cuadro 27
Cálculo del coeficiente de estabilidad SMF X

					Cumple criterio
Niveles	θ	β	Cd	θ (max)	θ < θmax < 0.25
3er piso - Azotea	0.00345	1	5.5	0.0909	VERDADERO
2do piso - 3er piso	0.00842	1	5.5	0.0909	VERDADERO
Base - 2do piso	0.01063	1	5.5	0.0909	VERDADERO

Cuadro 28
Revisión del coeficiente de estabilidad SMF X

Los marcos especiales a momento en dirección X cumplen con el criterio de estabilidad hasta el momento, sin embargo, según los requisitos se deberán validar su cumplimiento amplificando los valores aplicando los siguientes criterios.

4. Amplificación por efectos de 2do orden. Para considerar los efectos P-delta de la estructura ASCE 7-16 válida en la sección 12.8.7 incrementar los desplazamientos laterales por medio de la siguiente expresión. Este mismo criterio también es mencionado en la sección 4.6.5.b de AGIES NSE-3. Para ello se multiplicaron las derivas en el rango inelástico por un factor calculado mediante la siguiente expresión.

Expresión No.45: Cálculo del factor de incremento por efectos P-delta

$$F_{P-\text{delta}} = \frac{1}{1 - \theta}$$

5. Amplificación por conexiones RBS. El uso de conexiones precalificadas RBS produce un incremento en las derivas de los marcos especiales a momento. Es por ello que AISC 358-16 establece en su sección 5.8, que se deberán incrementar las derivas multiplicándose por 1.1, cuando la profundidad del corte del patín sea del 50 %, pero será permitido interpolar este factor si el corte posee una profundidad menor. Para fines prácticos se estableció un factor 1.1 en cada sistema SMF, siendo los resultados enlistados a continuación.

	Deriva Rango inelástico	Coef Estabilidad	Factores de Incremento		Incremento de parámetros de estabilidad		Revisión de parámetros de estabilidad incrementados	
			RBS	P-delta	δ Ultima * RBS * P-delta	θ * RBS * P-delta	δ ultima*Fi < 0.02	θ * Fi < 0.25
Planta	δ Ultima	θ						
Azotea	0.0090	0.0034	1.1	1.00	0.00999	0.00381	VERDADERO	VERDADERO
3er Planta	0.0119	0.0084	1.1	1.01	0.01317	0.00934	VERDADERO	VERDADERO
2da Planta	0.0180	0.0106	1.1	1.01	0.01997	0.01182	VERDADERO	VERDADERO
Base	0	0	1.1	0.00	0.00000	0.00000	VERDADERO	VERDADERO

Cuadro 29
Resultados estabilidad y derivas amplificadas sistema SMF X

Los elementos propuestos para los marcos especiales a momento en dirección X cumplen con los criterios de estabilidad establecidos por las normas AGIES, ASCE 7-16 y AISC.

En el siguiente gráfico se muestra el comportamiento de las derivas de la estructura, siendo la línea azul las derivas en el rango elástico y la línea naranja las derivas en el rango inelástico y la línea amarilla es el resultado de amplificar las derivas por los efectos P-delta y uso de conexiones precalificadas RBS. La línea roja representa el límite para sistemas de marcos especiales a momento siendo de 0.02. Como se observa fue la segunda planta la que mostró un mayor acercamiento al límite razón por la cual no se pudo reducir el tamaño y peso de los perfiles de la estructura.

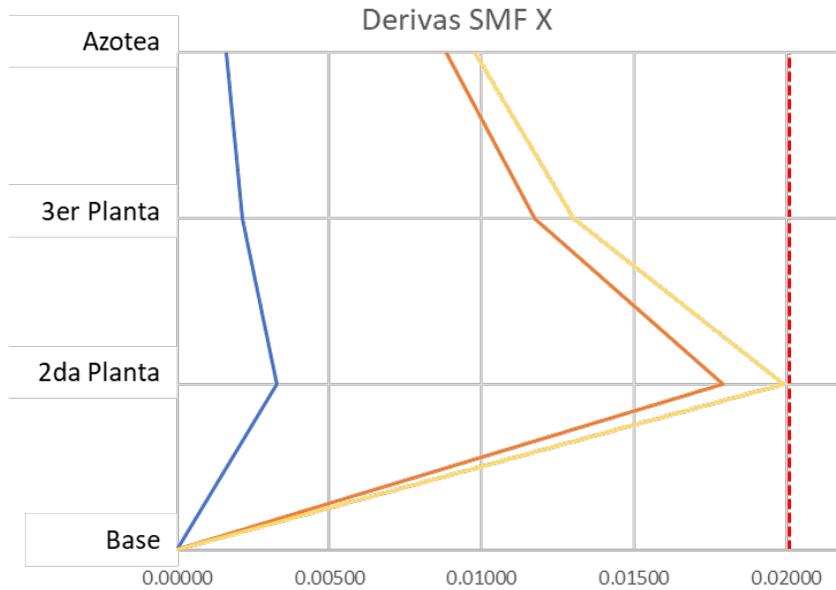


Figura 61. Gráfico de derivas SMF X

6. Sistema SMF Y. Para los marcos especiales a momento planteados para resistir el sismo en dirección Y se realizó el mismo análisis de estabilidad presentado anteriormente. Siendo los resultados los que se muestran a continuación.



Figura 62. Perfiles sistema SMF X

↓ Extraído de ETABS ↓		↓ δ última = δ Elástica * Cd ↓			↓ Condición ↓	
Deriva	δ Elástica	Cd	δ última	δ AGIES NSE -3	δ última < δ AGIES NSE -3	
Azotea	0.00190	5.5	0.0105	0.02	VERDADERO	
3er planta	0.00235	5.5	0.0129	0.02	VERDADERO	
2da Planta	0.00321	5.5	0.0177	0.02	VERDADERO	
Base	0	5.5	0.0000	0.02	VERDADERO	

Cuadro 30
Revisión derivas sistemas SMF Y

Para el cálculo del coeficiente de estabilidad se obtuvo los siguientes valores utilizando los cortantes generados por sismo de diseño en dirección Y.

↓ Extraído de ETABS ↓					
Deriva	Corte (Vy) tonf	Px (tonf)	Δ Elastica	hx	θ
3er piso - Azotea	187.65	1,506.49	0.00190	4	0.00382
2do piso - 3er piso	351.18	5,414.07	0.00235	4	0.00905
Base - 2do piso	477.38	9,312.69	0.00321	6	0.01045

Cuadro 31
Calculo del coeficiente de estabilidad SMF Y

Dichos valores cumplen con el límite del coeficiente de estabilidad

Cumple criterio					
Niveles	θ	β	Cd	θ (max)	$\theta < \theta_{max} < 0.25$
3er piso - Azotea	0.00382	1	5.5	0.0909	VERDADERO
2do piso - 3er piso	0.00905	1	5.5	0.0909	VERDADERO
Base - 2do piso	0.01045	1	5.5	0.0909	VERDADERO

Cuadro 32
Revisión del coeficiente de estabilidad SMF Y

Posteriormente se amplificaron dichos resultados por los efectos P-Delta y el incremento del uso de conexiones precalificadas RBS. Dando como resultado el cumplimiento de los marcos especiales a momento en la dirección Y bajo el criterio de estabilidad.

Planta	Deriva Rango inelástico	Coef Estabilidad	Factores de Incremento		Incremento de parámetros de estabilidad		Revisión de parámetros de estabilidad incrementados	
	δ Última	θ	RBS	P-delta	δ Última * RBS * P-delta	θ * RBS * P-delta	δ última * Fi < 0.02	θ * Fi < 0.25
Azotea	0.0105	0.0038	1.1	1.00	0.01156	0.00422	VERDADERO	VERDADERO
3er Planta	0.0129	0.0090	1.1	1.01	0.01433	0.01004	VERDADERO	VERDADERO
2da Planta	0.0177	0.0104	1.1	1.01	0.01964	0.01161	VERDADERO	VERDADERO
Base	0	0	1.1	0.00	0.00000	0.00000	VERDADERO	VERDADERO

Cuadro 33
Resultados estabilidad y derivas amplificadas sistema SMF Y

El sistema SMF Y presentó un comportamiento similar al sistema SMF X, según la evaluación de los criterios de estabilidad. Dado que las derivas en la segunda planta fueron las que gobernaron tal como se muestra en el siguiente gráfico, donde la segunda planta es la más cercana al límite de 0.02. Nuevamente en el gráfico la línea azul representa las derivas en el rango elástico, la línea naranja las derivas amplificadas por Cd y la línea amarilla las derivas amplificadas por los efectos P-delta y conexiones RBS

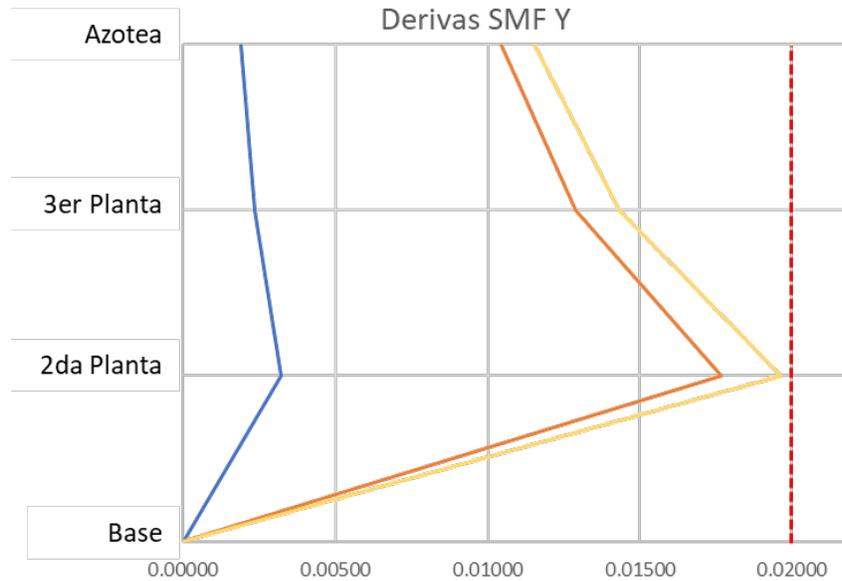


Figura 63. Gráfico de derivas SMF Y

De manera que la estructura bajo la demanda de carga gravitacional de almacenamiento de equipo pesado y carga sísmica de un suelo tipo D cumplirá con los requerimientos de estabilidad establecidos en las normas AGIES y ASCE 7-16 utilizando los perfiles rolados en caliente tipo W de acero A992 definidos en los sistemas SMF X y SMF Y.

I. Diseño por capacidad de los elementos

A continuación, se evaluarán los efectos de la combinación de carga gravitacional y sísmica sobre los sistemas de marcos especiales a momento una vez teniendo los perfiles definidos de la estructura.

J. Resistencia vigas

Para el sistema sismorresistente en dirección X se evaluó la viga resaltada a continuación dado que esta fue la más solicitada según el análisis realizado en el programa ETABS.

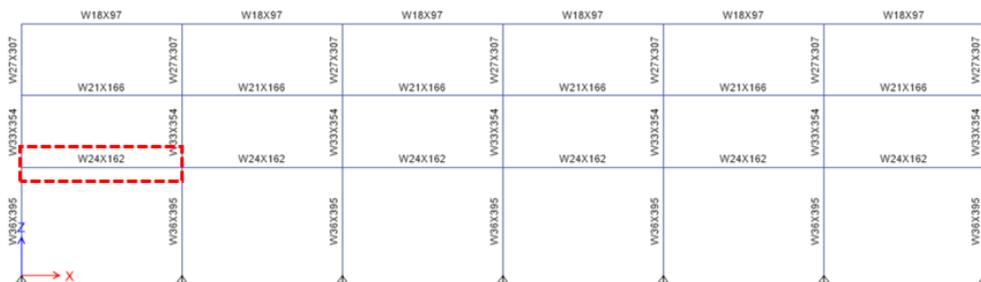


Figura 64. Viga analizada sistema SMF X

La viga al estar unida por conexiones rígidas hacia las columnas simula un sistema doblemente empotrado dado que hay transmisión de corte y momento hacia las columnas. Estas vigas adicionalmente poseen las conexiones de las vigas secundarias las cuales poseen la función de servir como un sistema de arriostamiento en la viga siendo un parámetro importante para el análisis de flexión desarrollado más adelante.

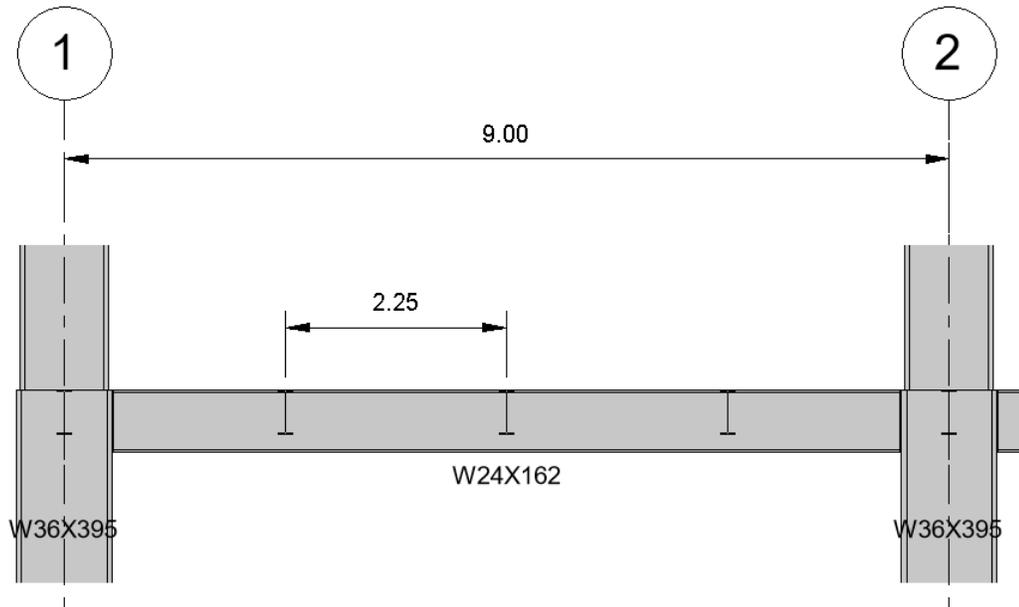


Figura 65. Geometría del sistema analizado

Para el análisis de la viga del sistema SMFX se evaluó la viga resaltada en la imagen anterior, y del software se extrajeron las siguientes cargas producidas por la carga muerta, carga viva y carga sísmica.

Cálculo No.12: Integración de cargas

Cargas de momento

$$M_{CM} = 100.27(\text{kip} * \text{ft}) \leftarrow \text{Momento por carga muerta}$$

$$M_{CV} = 167.13(\text{kip} * \text{ft}) \leftarrow \text{Momento por carga viva}$$

$$M_S = 787.77(\text{kip} * \text{ft}) \leftarrow \text{Momento por carga sísmica}$$

Cargas de corte

$$V_{CM} = 22.92(\text{kip}) \leftarrow \text{Corte por carga muerta}$$

$$V_{CV} = 36.74(\text{kip}) \leftarrow \text{Corte por carga viva}$$

$$V_{CM} = 58.08(\text{kip}) \leftarrow \text{Corte por carga sísmica}$$

Posteriormente se evaluó estas cargas dentro de las combinaciones sísmicas que ASCE 7-16 indica en su sección 2.3.6 y se diseñó para la combinación de carga más crítica. Dentro de las combinaciones de carga se muestra una componente de carga de sismo vertical la cual corresponde a un 20 % del valor S_{cd} obtenido en el análisis sísmico de 0.94. La carga sísmica se deberá multiplicar por el factor de redundancia el cual es para este sistema 1.

Expresión No.45: Combinación de carga sísmica ASCE 7-16

$$(1.2 + 0.2 * S_{cd}) * CM + CV + \rho * S$$

Aplicando la combinación de carga sobre la viga se obtuvieron las siguientes cargas de diseño en el sistema evaluado.

Cálculo No.13: Cargas de diseño

$$M_U = (1.2 + 0.2 * S_{cd}) * (100.27) + 167.13 + \rho * 787.77$$

$$V_U = (1.2 + 0.2 * S_{cd}) * (22.92) + \rho * 787.77$$

$$M_U = 1,094(kip - ft)$$

$$V_U = 127.26(kip)$$

1. Viga SMF (X). A continuación se presenta el proceso de análisis para la viga más solicitada del SMF X.

2. Evaluando flexión. Inicialmente se planteó que la viga tendrá una longitud libre de arriostramiento igual al 25 % de su longitud total. Esto considerando el efecto de las conexiones para las vigas secundarias que se soportan sobre la viga.

Cálculo No.14: Parámetros de longitud

$$L_b = \frac{1}{4} * 9 m = 2.25 m$$

Para vigas la máxima longitud libre de arriostramiento se calcula mediante la siguiente expresión

$$L_{b_{max}} = 0.086 * r_y * \frac{E}{F_y} = 3.801 m$$

$$L_b < L_{b_{max}}$$

La longitud de arriostramiento cumple Se calcularon los límites de longitud para flexión en el sistema

$$L_p = 1.76 * R_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.23 m$$

$$L_r = 9.72 m$$

Dado que L_b es inferior a L_p su capacidad a flexión se define mediante la siguiente expresión

Expresión No.46: Capacidad de flexión cuando $L_b < L_p$ (AISC 360-16 Eq. F2-1)

$$\phi Mn = \phi * Zx * Fy$$

Donde:

- $\phi = 0.9$ ← Para elementos a flexión LRFD
- $Fy = 50 \text{ ksi}$ ← Para acero A992
- $Zx = 468 \text{ in}^3$ ← Modulo de sección plástico perfil W24X162

Sustituyendo en la expresión se obtiene la capacidad a flexión de la viga es la siguiente

Cálculo No.15: Capacidad a flexión de la viga

$$\phi Mn = 0.9 * (50) \text{ksi} * 468 \text{ in}^3 = 1,755 \text{ kip} * \text{ft}$$

Relacionando la demanda sobre la capacidad de la viga del marco se obtuvo el siguiente resultado

Cálculo No.16: Demanda / Capacidad flexión

$$\frac{M_U}{\phi Mn} = \frac{1,094.08 \text{ (kip} * \text{ft)}}{1,755 \text{ (kip} * \text{ft)}} = 0.623$$

La viga del marco cumple a un 62.3 % los esfuerzos de flexión

La viga también fue analizada en el software de diseño estructural ETABS dando una relación de demanda sobre capacidad para flexión de 61.2 % siendo un valor bastante cercano al desarrollado manualmente.

3. Evaluando corte. El alma de la viga será la que tendrá la capacidad de soportar la demanda de corte que actúa sobre ella. Para ello se empleará el cálculo del área del alma.

Cálculo No.17: Área en contacto

$$A_w = d * tw = 17.625 \text{ in}^2$$

Para el cálculo del corte algunos factores dependen la siguiente relación, la cual para un perfil W24X162 corresponde a: $\frac{h}{tw} = 30.6$ Según esta relación se obtienen los siguientes factores:

- $\phi = 1$ ← Dado que $\frac{h}{tw} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$ ← (AISC 360-16 Eq. G2-1)

- $C_v = 1 \leftarrow$ Dado que $\frac{h}{t_w} < 1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \leftarrow$ (AISC 360-16 Eq. G2-2)

Siendo la capacidad a corte calculada mediante la siguiente expresión:

Expresión No.47: Capacidad a corte (AISC 360-16 Eq. G2-1)

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * C_v * A_w * F_y$$

Sustituyendo las variables se obtiene como resultado:

Cálculo No.18: Capacidad a corte

$$\phi V_n = 1 * 0.6 * 1 * 17.625 \text{ in}^2 * 50 \text{ ksi} = 528.75 \text{ kip}$$

Cálculo No.19: Demanda / Capacidad corte

$$\frac{V_U}{\phi V_n} = \frac{127.26 \text{ (kip)}}{528.75 \text{ (kip)}} = 0.241$$

La viga del marco cumple a un 24.1 % los esfuerzos de corte

Nuevamente se evaluó los esfuerzos de corte sobre la viga en ETABS dando como resultado que la viga esta a un 23.8 % de su capacidad a corte bajo la combinación de cargas evaluadas.

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT INTERACTION CHECK	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ASCE 7-16 S1	19.2000	0.612 (C)	0.238	0.000

D/C = Momento
D/C = Corte

Figura 66. Resultados análisis en ETABS viga SMF X

4. Viga SMF (Y). Para la viga del sistema SMF en dirección Y se realizó el mismo procedimiento de cálculo siendo analizada la viga resaltada a continuación. Como se mencionó en la descripción de los sistemas sismorresistentes para la dirección Y se poseen marcos especiales a momento en la fachada de la estructura como también internos. Los resultados mostrados a continuación provienen de la viga del sistema SMF Y interno dado que este recibirá una mayor magnitud de carga gravitacional dado que el área tributaria es mayor al de una viga del sistema SMF Y externo.



Figura 67. Viga analizada sistema SMF Y

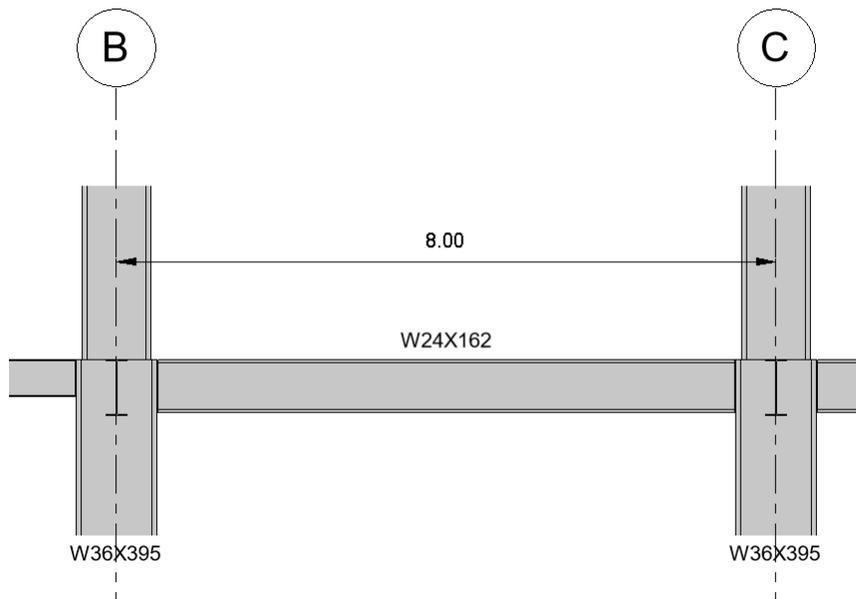


Figura 68. Geometría del sistema evaluado

5. Evaluando flexión. Para las vigas en esta dirección se requirió arriostramiento lateral, considerando que estas no poseen conexiones de vigas secundarias que aporten con dicha tarea. De modo que según la longitud libre de arriostramiento máxima permitida se propuso arriostrar a cada tercio de la separación de ejes del sistema utilizando bracones o elementos similares.

Cálculo No.20: Parámetros de longitud

$$L_b = \frac{1}{3} * 8 \text{ m} = 2.667 \text{ m}$$

Para vigas la máxima longitud libre de arriostamiento se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Lb_{max} = 0.086 * r_y * \frac{E}{F_y} = 3.801 \text{ m}$$

$$Lb < Lb_{max}$$

Se realizó el mismo procedimiento mostrado para la viga de los marcos SMF X, extrayendo la demanda de carga de ETABS y evaluando con las expresiones y criterios mostrados. Para flexión se obtuvo el siguiente resultado.

Cálculo No.21: Demanda / Capacidad flexión

$$\frac{M_U}{\phi Mn} = \frac{927.56 \text{ (kip * ft)}}{1,755 \text{ (kip * ft)}} = 0.529$$

La viga del marco cumple a un 52.9 % los esfuerzos de flexión

6. Evaluando corte. Evaluando el corte sobre la viga se obtuvo la siguiente relación demanda sobre capacidad

Cálculo No.22: Demanda / Capacidad corte

$$\frac{V_U}{\phi Vn} = \frac{106.05 \text{ (kip)}}{528.75 \text{ (kip)}} = 0.2$$

La viga del marco cumple a un 20.0 % los esfuerzos de corte

Ambos esfuerzos fueron corroborados en el software ETABS dando como resultado relaciones de esfuerzos similares a las presentadas anteriormente.

COMBO	STATION	/-----MOMENT INTERACTION CHECK-----//			MAJ-SHR	MIN-SHR		
ID	LOC	RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	RATIO	RATIO
ASCE 7-1 S1	19.2000	0.522(C)	=	0.000 +	0.522 +	0.000	0.199	0.000

Combinación de carga evaluada

D/C = Momento

D/C = Corte

Figura 69. Resultados análisis en ETABS viga SMF Y

K. Resistencia columnas

1. **Columna SMF (X).** A continuación se presenta el proceso de cálculo y revisión de la columna.



Figura 70. Columna analizada sistema SMF X

Cálculo No.23: Integración de cargas

Para el análisis de la columna del sistema SMFX se evaluó la columna resaltada en la imagen anterior, y del software se extrajeron las siguientes cargas producidas por la carga muerta, carga viva y carga sísmica. La columna está sujeta a efectos de flexo compresión.

Cargas Axial

$$P_{CM} = 179.83 \text{ (kip)} \leftarrow \text{Axial por carga muerta}$$

$$P_{CV} = 200.67 \text{ (kip)} \leftarrow \text{Axial por carga viva}$$

$$P_S = 3.69 \text{ (kip)} \leftarrow \text{Axial por carga sísmica}$$

Cargas de Momento

$$M_{CM} = 0.53 \text{ (kip} \cdot \text{ft)} \leftarrow \text{Momento por carga muerta}$$

$$M_{CV} = 0.8 \text{ (kip} \cdot \text{ft)} \leftarrow \text{Momento por carga viva}$$

$$M_S = 1,398.12 \text{ (kip} \cdot \text{ft)} \leftarrow \text{Momento por carga sísmica}$$

Cargas de Corte

$$V_{CM} = 0.03 \text{ (kip)} \leftarrow \text{Corte por carga muerta}$$

$$V_{CV} = 0.045 \text{ (kip)} \leftarrow \text{Corte por carga viva}$$

$$V_{CM} = 79.43 \text{ (kip)} \leftarrow \text{Corte por carga sísmica}$$

Las cargas extraídas se deben mayorar aplicando la combinación de cargas sísmica indicada en ASCE 7-16. Pero adicionalmente se deben considerar un análisis de efectos de primer orden y segundo orden amplificando las cargas de momento y axial que producen flexión B1 y las cargas que producen ladeo por B2.

Expresión No.48: Combinación de carga sísmica ASCE 7-16

$$(1.2 + 0.2 * S cd) * CM + CV + \rho * S$$

Mayorando las cargas se obtienen las siguientes magnitudes

- $P_{nt} = (1.2 + 0.2 * S cd) * 179.86 \text{ kip} + 200.67 \text{ kip} + \rho * 0 \text{ kip} = \mathbf{450.28 \text{ kip}}$
- $P_{lt} = (1.2 + 0.2 * S cd) * 0 \text{ kip} + 0 \text{ kip} + \rho * 3.69 \text{ kip} = \mathbf{3.69 \text{ kip}}$
- $M_{nt} = (1.2 + 0.2 * S cd) * 0.53 \text{ kip} * ft + 0.8 \text{ kip} * ft + \rho * 0 \text{ kip} * ft = \mathbf{1.539 \text{ kip*ft}}$
- $M_{lt} = (1.2 + 0.2 * S cd) * 0 \text{ kip} * ft + 0 \text{ kip} * ft + \rho * 1,398 \text{ kip} * ft = \mathbf{1,398 \text{ kip*ft}}$

Posterior a la mayoración de cargas se procede a calcular los factores de amplificación para efectos de 2do orden. Tanto B1 y B2 tienen el propósito de incrementar los valores razón por la cual deberán ser mayor a 1, sin embargo, en caso de ser calculados y no cumplir con esta condición se deberán igualar a 1. Para el cálculo de B1 se aplica la siguiente expresión.

Expresión No.49: Cálculo del factor B1 (AISC 360-16 Eq. A-8-3)

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \frac{P_{lt} + P_{nt}}{Pe1}} ; B1 \geq 1$$

Calculando las variables B1

- $Cm = 0.6 - 0.4 \frac{0}{1.539(\text{kip*ft})} = 0.6$
- $L = 6 \text{ m}$
- $Pe1 = \frac{\pi * E * I}{L^2} = \frac{\pi * 29,000(\text{ksi}) * 28,500(\text{in}^4)}{(6\text{m})^2} = 146,186.56 \text{ kip}$

Sustituyendo para B1 se obtiene como resultado $B1 = \frac{0.6}{1 - \frac{3.69(\text{kip}) + 450.28(\text{kip})}{146,186.56\text{kip}}} = 0.602$ por lo tanto **B=1** dado que 0.602 es menor a 1

Para el cálculo de B2 se debe aplicar la siguiente expresión cuyas variables provienen en su mayoría del análisis sísmico modal realizado.

Expresión No.50: Calculo del factor B2 (AISC 360-16 Eq. A-8-6)

$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{piso}}{Pe_{piso}}} ; B2 \geq 1$$

Para el cálculo de este factor se extrajeron estas variables del análisis modal espectral

- $P_{piso} = 3,781$ toneladas ← Es la carga total recibida por el piso
- $H = 254.96$ toneladas ← Cortante basal para revisión de derivas
- $Pmf_{piso} = 0.7$ ← El 70 % de las columnas del piso son parte del sistema SMF
- $Hx = 0.00326$ ← Deriva elástica producida por el corte de derivas derivas

Con dichos valores se procede calcular el factor B2

- $RM = 1 - 0.15 * Pmf_{piso} = 1 - 0.15 * 0.7 = 0.895$ ← (AISC 360-16 Eq. A-8-8)
- $Pe_{piso} = RM * \frac{254.96(ton)}{0.00326} = 139,991.18(kip)$ ← (AISC 360-16 Eq. A-8-7)
- $B2 = \frac{1}{1 - \frac{7.562(kip)}{139,991.18(kip)}} \mathbf{B2 = 1.057}$

Conociendo estos factores se procede a amplificar por efectos de segundo orden las cargas de axiales y momento, para obtener las cargas de diseño.

- $P_U = P_{nt} + B2 * P_{lt} = 450.28 \text{ kip} + 1.057 * 3.69 \text{ kip} = \mathbf{454.18 \text{ kip}}$
- $M_U = B1 * M_{nt} + B2 * M_{lt} = 41 * 1.539 \text{ kip*ft} + 1.057 * 1,398 \text{ kip*ft} = \mathbf{1,479.495 \text{ kip*ft}}$

2. Factores de rigidez. Existe otro valor fundamental a definir previo a realizar la evaluación de esfuerzos en la columna. Siendo este valor el factor de longitud efectiva “K” el cual va ligado a la rigidez del sistema evaluado. Se inició obteniendo los factores de rigidez efectiva en cada nodo de la columna

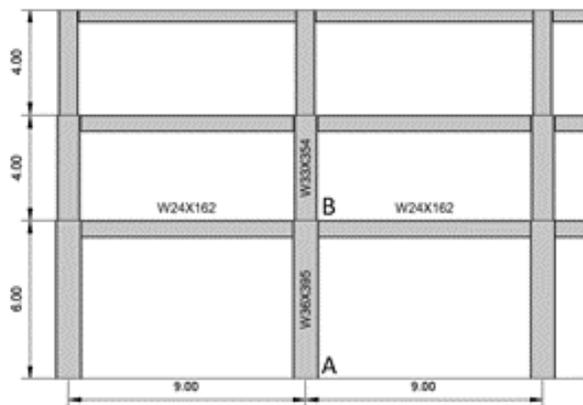


Figura 71. Nodos implicados en la columna a evaluar

Cálculo No.24: Análisis por el método de longitud efectiva

Para el método de longitud efectiva se utilizan los criterios indicados por AISC 360-16

- $G_A = 10 \leftarrow$ Se asigna 10 directamente dado que la base está articulada
- $G_B = = \frac{\sum(E*I/L)_V}{\sum(E*I/L)_C} == 8.922 \leftarrow$ (AISC 360-16 Eq. C-A-7-3)

Para el nodo B se aplica la ecuación C-A-7-3 del AISC 360-16, en donde se relaciona las rigideces de todos los elementos que intervienen en el nodo siendo para este caso 2 vigas de 9 metros W24X162 y 1 columna W36X395 de 6 metros y W33X354 de 4 metros. Con estos factores se procede a determinar el factor de longitud efectiva despejando K de la siguiente expresión

Expresión No.51: Cálculo del factor K (AISC 360-16 Eq. C-A-7-2)

$$K = \frac{G_A * G_B * (\pi/K)^2 - 36}{6 * (G_A - G_B)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}$$

Donde se obtuvo como resultado del despeje

$$K_x = 2.93$$

Este mismo factor podrá obtenerse mediante un método gráfico utilizando los diagramas que se encuentran en el comentario 7.2 de AISC 360-16. Nótese que mediante este método se llega al mismo factor de longitud efectiva.

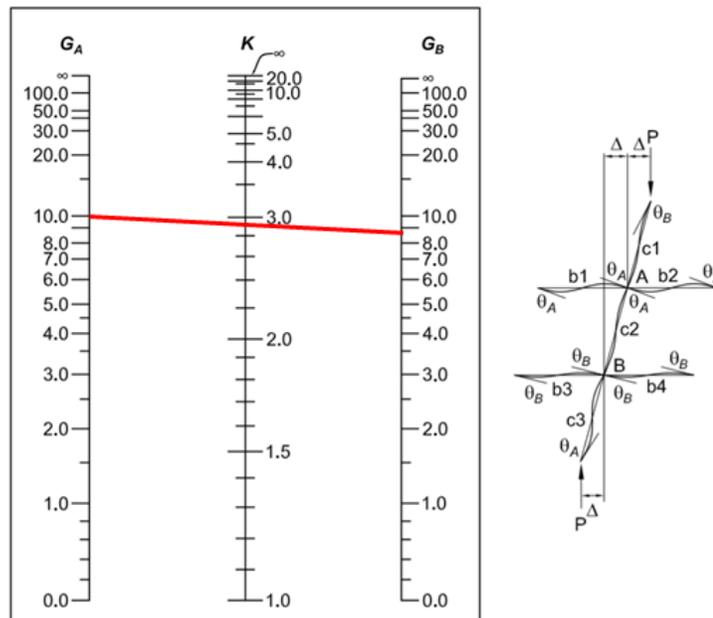


Figura 72. Factor de longitud efectiva utilizando el método gráfico

Para el cálculo del factor de longitud efectiva en dirección “y” (perpendicular a la dirección del marco), se consideró asignar un valor de 1. Considerando que el sistema se comporta en esa dirección tal como se muestra en la figura (d) de la norma AISC 360-16.

TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0

Figura 73. Factor de longitud efectiva en dirección Y

Por lo tanto

$$K_y=1$$

3. Evaluando flexocompresión. En análisis de flexión para la columna es similar al de una viga siendo primer punto obtener la longitud que estará sometida a flexión.

Cálculo No.25: Parámetros de longitud columna:

$L_b = 6\text{ m} - 0.63\text{ m} = 5.37\text{ m}$ Se resta la longitud del peralte de la viga W24X162 a la longitud de la columna

Se calcularon los límites de longitud de flexión para la columna

$$L_p = 1.76 * R_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.23\text{ m}$$

$$L_r = 9.72\text{ m}$$

Dado que lo longitud no arriostrada supera L_p pero es inferior a L_r , la capacidad a flexión estará dada aplicando la siguiente expresión.

Expresión No.52: Capacidad de flexión cuando $L_p < L_b < L_r$ (AISC 360-16 Eq. F2-2)

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

Donde:

- $\phi = 0.9$ ← Para elementos a flexión LRFD
- $F_y = 50 \text{ ksi}$ ← Para acero A992
- $M_p = Z_x * F_y$ ← Momento plástico
- $S_x = 1,490$ ← Módulo de sección
- $Z_x = 468 \text{ in}^3$ ← Módulo de sección plástico perfil W24X162
- $C_b = 1$ ← Factor de modificación de pandeo lateral torsional

Sustituyendo dichos valores dentro de la función se obtiene la siguiente capacidad a momento

- $M_p = 1,710 \text{ in}^3 * 50 \text{ ksi} = 7,125 \text{ kip*ft}$
- $\phi M_n = 6,149.78 \text{ kip*ft}$ ← **Capacidad a flexión de la columna**

Posteriormente se procede a determinar la capacidad de compresión del perfil, cabe mencionar que el perfil W36X395 cumple con la compacidad sísmica para miembros de alta ductilidad sujetos a compresión. Se establece la relación de esbeltez más crítica del perfil analizando la sección en su eje fuerte y débil con los factores de longitud efectiva encontrados.

Expresión No.53: Relación de esbeltez de elementos a compresión (AISC 360-16 Sec. E2)

$$KL = \max\left(\frac{K_x * L}{r_x}, \frac{K_y * L}{r_y}\right)$$

Siendo para un perfil W36X395 los radios de giro igual a

- $r_x = 15.7 \text{ in}$
- $r_y = 3.8 \text{ in}$

Sustituyendo

- $\frac{K_x * L}{r_x} = \frac{2.93 * 5.37(m)}{15.7(in)} = 38.20$
- $\frac{K_y * L}{r_y} = \frac{1 * 5.37(m)}{3.8(in)} = 54.49$ ← El eje débil es más crítico se diseña con base en esta relación

Se calculan los esfuerzos de pandeo elástico aplicando la siguiente expresión

Expresión No.54: Esfuerzo de pandeo elástico (AISC 360-16 Eq. E3-4)

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(KL)^2}$$

Sustituyendo se obtiene el siguiente esfuerzo

- $F_e = \frac{\pi^2 * 29,000(ksi)}{(54.49)^2} = 96.41 \text{ ksi}$

Con este valor se procede a determinar el esfuerzo de pandeo crítico cuyo cálculo dependerá la siguiente relación

- $\frac{F_y}{F_e} = \frac{50(ksi)}{96.41(ksi)} = 0.51$

Dado que 0.51 es menor a 2.25 el esfuerzo de pandeo crítico estará dado por la siguiente ecuación:

Expresión No.54: Esfuerzo de pandeo crítico (AISC 360-16 Eq. E3-2)

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} * F_y$$

Sustituyendo valores se obtiene como resultado

- $F_{cr} = 0.658^{\frac{50(ksi)}{96.41(ksi)}} * 50(ksi) = 40.24 \text{ ksi}$

Una vez calculados estos valores se procede a determinar la capacidad de compresión del perfil aplicando la siguiente ecuación.

Expresión No.55: Capacidad a compresión (AISC 360-16 Eq. E3-1)

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

Se sustituye dentro de la ecuación los valores calculados y las propiedades del perfil

- $\phi = 0.9 \leftarrow$ Para elementos a compresión LRFD
- $A_g = 116 \text{ in}^2 \leftarrow$ Área transversal de perfil W36X395
- $P_n = 0.9 * 40.24(ksi) * 116(\text{in}^2)$
- $\phi P_n = 4,201.36 \text{ kip} \leftarrow$ Capacidad a compresión de la columna

Una vez determinada la capacidad del perfil tanto a flexión como compresión se debe evaluar el cumplimiento del elemento bajo la acción combinada de dichos esfuerzos. La ecuación de esfuerzos combinados a utilizar dependerá de la magnitud de la siguiente relación

$$\frac{P_U}{\phi P_n} = \frac{454.18(kip)}{4,201.36(kip)} = 0.108$$

Dado que la relación es menor a 0.2 para evaluar los esfuerzos combinados se utilizará la siguiente expresión.

Expresión No.56: Evaluación de esfuerzos combinados (AISC 360-16 Eq. H1-1b)

$$\frac{P_U}{2 * \phi P_n} + \frac{M_U}{\phi M_n} \leq 1$$

Evaluando el sistema se obtuvo

Cálculo No.26: Evaluando flexo-compresión

$$\frac{454.18(kip)}{2 * 4,201.36(kip)} + \frac{1,479.495(kip * ft)}{6,149.78(kip * ft)} = 0.3 \leq 1$$

La columna sujeta a la combinación de cargas cumple a un 30.0 % las solicitaciones carga de flexo compresión

4. Evaluando solo axial. Para este análisis se revisa únicamente la sollicitación de carga axial que actúa sobre la columna suponiendo que esta no tendrá efectos de flexo compresión. Se utiliza la misma combinación de cargas utilizadas para el diseño de elementos con la diferencia de que a la carga sísmica se le incrementará el valor del factor de sobre resistencia, de modos que a la combinación de cargas a evaluar será la siguiente.

Expresión No.57: Combinación de cargas evaluación de carga axial

$$(1.2 + 0.2 * S_{cd}) * CM + CV + \Omega * S * B2$$

Para marcos especiales a momento se posee un factor de sobre resistencia omega igual a 3 de modo que sustituyendo la carga axial de diseño será la siguiente.

Cargas:

- $P_{CM} = 179.83 \text{ kip}$ ← Axial producida por carga muerta
- $P_{CV} = 200.67 \text{ kip}$ ← Axial producida por carga viva
- $P_S = 3.69 \text{ kip}$ ← Axial producida por carga de sismo

- $B2 = 1.057$
- $\Omega = 3 \leftarrow$ Factor de sobre resistencia marcos especiales a momento

Carga axial de diseño

- $P_U = (1.2 + 0.2 * S_{cd}) * 179.86 \text{ kip} + 200.67 \text{ kip} + 3 * 1.057 * 3.69 \text{ kip} = \mathbf{461.97 \text{ kip}}$

Esta carga axial se evalúa con la capacidad de carga axial encontrada en el capítulo anterior la cual posee la magnitud de:

- $\phi P_n = 4,201.36 \text{ kip}$

Evaluando los esfuerzos de carga axial se obtienen la siguiente relación de demanda sobre capacidad:

Cálculo No.27: Evaluando axial

$$\frac{P_U}{\phi P_n} = \frac{467.97(\text{kip})}{4,201.36(\text{kip})} = 0.11$$

Analizando la carga axial en ausencia de flexión y aplicando el incremento de la carga sísmica del factor de sobre resistencia. El perfil sigue cumpliendo con la sollicitación de carga axial a un 11 % de su capacidad.

5. Evaluando corte. Al aplicar la combinación de cargas mayoradas indicada en ASCE 7-16 se obtiene la magnitud de corte de diseño de:

Expresión No.58: Combinación de carga sísmica ASCE 7-16

$$(1.2 + 0.2 * S_{cd}) * CM + CV + \rho * S$$

- $V_U = 1.2 + 0.2 * S_{cd} * 0.03(\text{kip}) + 0.045(\text{kip}) + \rho * 79.43(\text{kip}) = 79.51 \text{ kip}$

La capacidad a cortante del perfil se obtuvo por el mismo procedimiento visto para la revisión a cortante de vigas. Siendo para un perfil W36X395 de: $\phi V_n = \mathbf{1,410 \text{ kip} \leftarrow}$
Capacidad a corte de la columna

Cálculo No.28: Evaluando corte

$$\frac{V_U}{\phi V_n} = \frac{79.51(\text{kip})}{1,410(\text{kip})} = 0.056$$

La columna cumple la demanda de corte a un 5.6 % de su capacidad

Este mismo análisis fue llevado al software ETABS el cual para la columna nuevamente brindo valores muy similares a los que se presentaron en el cálculo manual.

COMBO	STATION	-----MOMENT INTERACTION CHECK-----					MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	RATIO	RATIO
ASCE 7-16 S1	211	0.289 (C)	=	0.054 +	0.218 +	0.017	0.057	0.001

D/C = Flexo compresión
D/C = Corte

Figura 74. Resultados análisis en ETABS columna SMF X

6. Columna SMF (Y). Para las columnas del sistema SMF Y se realiza el mismo análisis y criterios evaluando así la columna más solicitada de estos sistemas. Se tomó la columna central del marco (interno) considerando que este posee una mayor área tributaria por lo tanto más carga gravitacional.

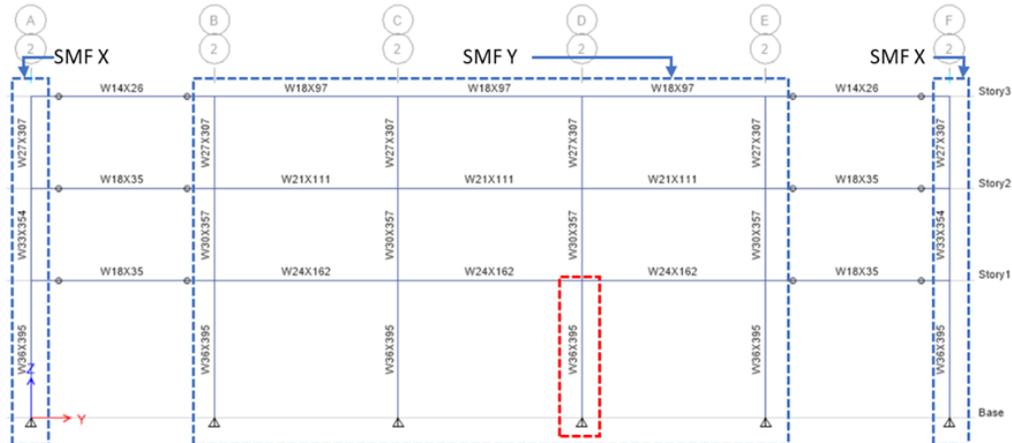


Figura 75. Columna analizada sistema SMF Y

El procedimiento realizado fue el mismo que el de las columnas de los sistemas SMF X a continuación se enlistan los resultados para la columna de los sistemas sismorresistentes SMF Y

7. Evaluando flexocompresión. Las cargas mayoradas tanto axial como de momento aplicando la combinación de carga sísmica y los efectos de segundo orden dieron como resultado las siguientes cargas de diseño.

- $P_U = 839 \text{ kip}$
- $M_U = 1,283.34 \text{ kip}\cdot\text{ft}$

Esto dio como resultado la siguiente relación de esfuerzos combinados para flexo compresión.

Expresión No.59: Evaluación de esfuerzos combinados (AISC 360-16 Eq. H1-1b)

$$\frac{P_U}{2 * \phi P_n} + \frac{M_U}{\phi M_n} \leq 1$$

Evaluando el sistema se obtuvo

Cálculo No.29: Evaluando flexo-compresión

$$\frac{839(kip)}{2 * 4,201.36(kip)} + \frac{1,283.34(kip * ft)}{6,149.78(kip * ft)} = 0.309 \leq 1$$

La columna sujeta a la combinación de cargas cumple a un 30.9 % las solicitaciones carga de flexo compresión

8. Evaluando solo axial. Para la demanda axial aplicando el factor de sobre resistencia se consiguió la siguiente carga axial de diseño. Carga axial de diseño

$$\blacksquare P_U = (1.2 + 0.2 * S_{cd}) * 309.76 \text{ kip} + 404.52 \text{ kip} + 3 * 1.057 * 4.3 \text{ kip} = \mathbf{848.10 \text{ kip}}$$

Esta carga axial se evalúa con la capacidad de carga axial encontrada en el capítulo anterior la cual posee la magnitud de:

$$\blacksquare \phi P_n = 4,201.36 \text{ kip}$$

Evaluando los esfuerzos de carga axial se obtienen la siguiente relación de demanda sobre capacidad

Cálculo No.30: Evaluando axial

$$\frac{P_U}{\phi P_n} = \frac{848.10(kip)}{4,201.36(kip)} = 0.20$$

La columna bajo efectos de carga axial únicamente cumple con los solicitado a un 20 % su capacidad a compresión

9. Evaluando corte. Para los marcos especiales a momento se obtuvo como resulta la siguiente demanda de corte.

$$\blacksquare V_U = 69.53 \text{ kip}$$

Evaluando la demanda sobre capacidad de corte se obtiene que el perfil cumple bajo las solicitaciones de carga cortante

Cálculo No.31: Evaluando corte

$$\frac{V_U}{\phi V_n} = \frac{69.53(kip)}{1,410(kip)} = 0.049$$

La columna cumple la demanda de corte a un 5.6 % de su capacidad.

Nuevamente se volvieron a verificar los cálculos realizados utilizando el software ETABS el cual dio resultados similares a los calculados

COMBO	STATION	-----MOMENT INTERACTION CHECK-----				MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	RATIO
ASCE 7-1 S1	210	0.300 (C)	=	0.098 +	0.189 +	0.012	0.049
							4.4E-04

D/C = Flexo compresión
D/C = Corte

Figura 76. Resultados análisis en ETABS columna SMF Y

De manera que los perfiles seleccionados para los marcos especiales a momento tanto para sismo en X y sismo en Y cumplen con las solicitaciones de carga impuestas por la combinación de carga gravitacional de almacenaje pesado y carga sísmica de la ciudad de Guatemala.

L. Revisión general de marcos especiales a momento

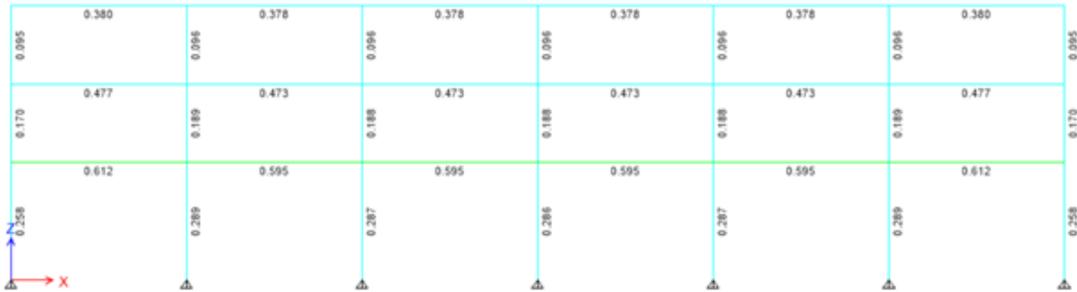


Figura 77. Resultados análisis en ETABS SMF X, demanda/capacidad flexión y flexocompresión

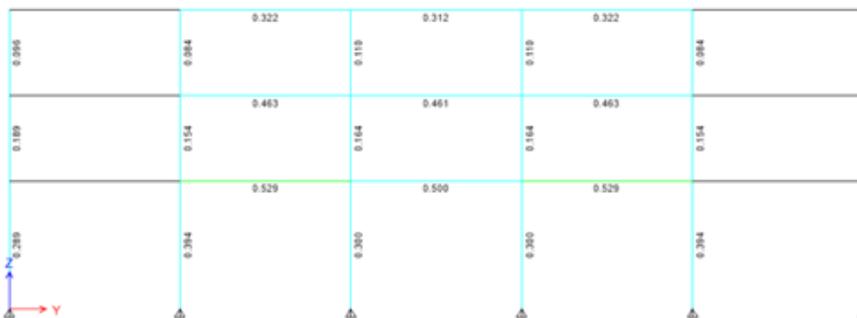


Figura 78. Resultados análisis en ETABS SMF Y, demanda/capacidad flexión y flexocompresión

Los elementos estructurales sismorresistentes tanto para los sistemas SMF en dirección X y dirección Y cumplen con la combinación de carga gravitacional y sísmica.

M. Diseño de conexiones precalificadas RBS

La conexión precalificada RBS se compone de los cuatro componentes que se muestran en la siguiente imagen. El perfil W siendo este resaltado en color rojo, el cual poseerá la reducción del área transversal mediante el corte de los patines. Las soldaduras de penetración completa que transmiten las solicitaciones gravitacionales y sísmicas de corte y momento hacia la columna, resaltadas en color celeste en la imagen. Se posee también el refuerzo en la zona panel de ser necesario según las solicitaciones de carga hacia los patines y alma de la columna. El refuerzo de la zona panel será mediante placas de continuidad, doublers o ambos. Otro componente de la conexión es una placa de corte conectada mediante pernos a la viga y soldadura de filete a la columna. La placa de corte es opcional y su propósito es brindar soporte en la etapa constructiva del marco especial a momento, esta no estará diseñada para resistir la demanda gravitacional de servicio y la carga sísmica.

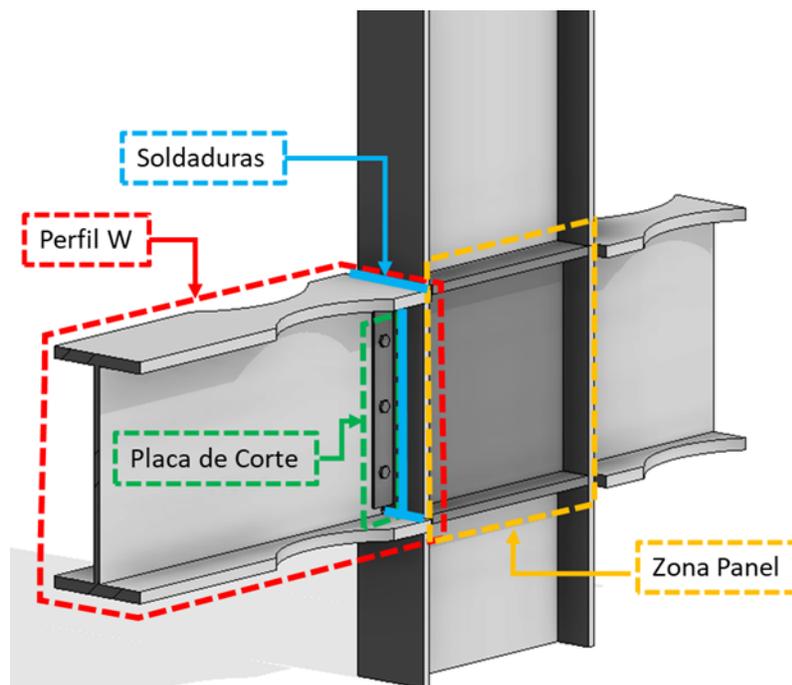


Figura 79. Conexión precalificada RBS y sus componentes

El procedimiento mostrado en este apartado es el proceso y dimensionamiento de la conexión precalificada RBS. Se evaluó la conexión de la viga con mayor solicitación de carga del sistema SMF X y se evaluó la zona panel mostrada en la figura.

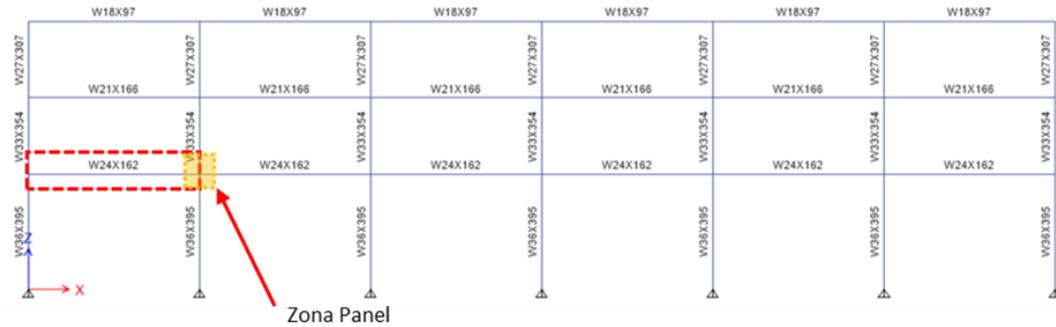


Figura 80. Ubicación de la conexión RBS diseñada

1. **Cargas sobre la conexión.** Del software se extrajeron las cargas gravitacionales distribuidas que actúan sobre la viga:

- $W_C M = 0.387 \text{ kip/ft}$ ← Sobrecarga y peso propio
- $W_C V = 3.281 \text{ kip/ft}$ ← Carga viva de almacenamiento pesado

La norma AISC 358-16 indica que para el análisis de esta conexión se deberá aplicar la siguiente combinación de cargas.

Expresión No.60: Combinación de carga RBS AISC 358-16

$$(1.2) * CM + f1 * CV + 0.2 * CN$$

- $f1$ = representa un factor de reducción de carga viva no menor a 0.5, sin embargo, la magnitud de la carga viva de almacenamiento pesado no es reducible por lo que tomé 1.
- CN = representa la carga de nieve, sin embargo, dicha conexión no recibe carga de este tipo.
- $W_U = 1.2 * 0.387(\text{kip/ft}) + 1 * 3.281(\text{kip/ft}) = 3.745 \text{ kip/ft}$ ← **Carga de diseño para la conexión**

N. Evaluación del perfil W

1. **Geometría del corte.** Como primer punto se deberá dimensionar la región donde se reducirá la sección de la viga W24X162 que es donde se espera que se genere la articulación plástica. Para ello se deberán establecer la magnitud de las medidas de “a”, “b” y “c” respetando los límites indicados por la norma AISC 358-16.

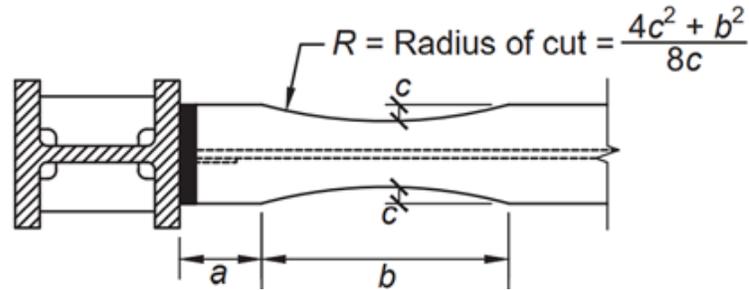


Figura 81. Esquema de dimensiones “a”, “b”, “c” conexión RBS

La dimensión “a” deberá estar dentro del siguiente límite de valores:

Expresión No.61: Rango de valores de “a” (AISC 358-16 Eq. 5.8-1)

$$0.5 * bf_v \leq a \leq 0.75 * bf_v$$

Aplicando la geometría del perfil W24X162 se obtiene que “a” debe estar dentro del siguiente rango de valores.

- $0.5 * 13(in) \leq a \leq 0.75 * 13(in)$;
- $6.5(in) \leq a \leq 9.75(in)$
- **a = 6.5 in ← Se propone que “a” mida 6 ½ pulgadas**

La dimensión “b” debe respetar el siguiente rango:

Expresión No.62: Rango de valores de “b” (AISC 358-16 Eq. 5.8-2)

$$0.65 * d_v \leq b \leq 0.85 * d_v$$

Sustituyendo para “b” se obtuvo el siguiente rango de valores.

- $0.65 * 25(in) \leq b \leq 0.85 * 25(in)$;
- $16.25(in) \leq b \leq 21.25(in)$
- **b = 16.25 in ← Se propone que “b” mida 16 ¼ pulgadas**

La profundidad del corte del patín está dada por la dimensión “c” cuyos límites deberán respetar los siguientes valores.

Expresión No.63: Rango de valores de “c” (AISC 358-16 Eq. 5.8-2)

$$0.1 * bf_v \leq c \leq 0.25 * bf_v$$

- $0.1 * 13(in) \leq c \leq 0.25 * 13(in) ;$
- $1.3(in) \leq c \leq 3.25(in)$
- **$c = 3.25 \text{ in} \leftarrow$ Se propone que “c” mida 3 ¼ pulgadas**

Los valores de “a” y “b” definen donde se desarrollará la articulación plástica a lo largo de la viga, para conocer el punto exacto donde se iniciará a formar la articulación se aplica la siguiente ecuación, la cual da como resultado la distancia medida desde el rostro de la columna donde se formará la articulación plástica. Nótese que mientras mayor sea el valor de “a” o “b” la articulación plástica estará separada de la zona panel.

Expresión No.64: Punto de formación de articulación plástica

$$Sh = a + b/2$$

La longitud de la viga entre articulación plástica se obtiene restando de la separación entre ejes la mitad del peralte de cada columna y la distancia Sh, traduciéndolo a ecuación se obtiene.

Expresión No.65: Longitud entre articulaciones plásticas

$$Lh = L - d_c - 2a - b$$

Evaluando para la geometría propuesta para la conexión RBS se obtuvo como resultado las siguientes longitudes.

- $Sh = 6.5 \text{ in} + 8.125 \text{ in} = 14.625 \text{ in} = 0.371 \text{ m} = 1.22 \text{ ft}$
- $Lh = 9 \text{ m} - 38.4 \text{ in} - 2(6.5) \text{ in} - 16.25 \text{ in} = 7.28 \text{ m} = 23.89 \text{ ft}$

Ambas longitudes se pueden ver representadas de forma gráfica en la siguiente figura. Con esta geometría definida ya es posible evaluar la acción de las cargas sobre la viga, la sección de viga reducida y la unión viga columna.

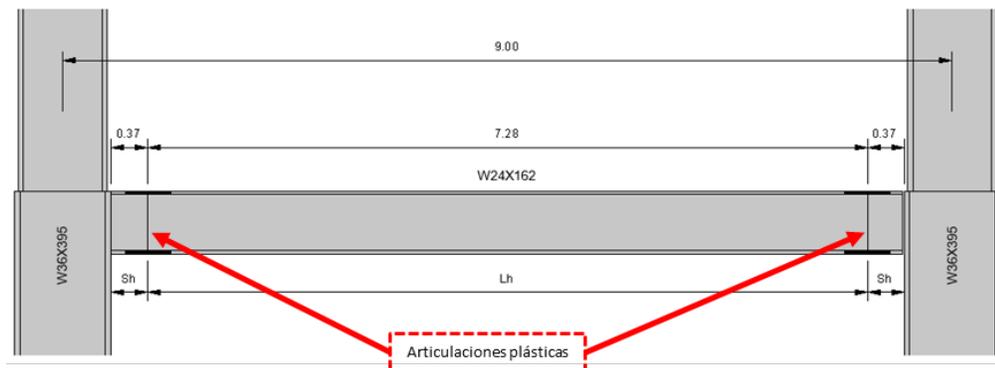


Figura 82. Geometría del sistema para el análisis

El valor de la profundidad del corte circular en los patines “c” produce una reducción en el módulo de sección plástica de la viga. Para la articulación plástica de la viga se deberá emplear la siguiente expresión que AISC 358-16 indica.

Expresión No.66: Módulo de sección plástica sobre la articulación plástica (AISC 358-16 Eq.5.8-4)

$$Z_{RBS} = Z_X - 2 * c * t_f * (d - t_f)$$

Con la geometría del corte propuesto, el módulo de sección plástica queda de la siguiente forma.

- $Z_x = 468 \text{ in}^3$ ← Módulo de sección plástica para un perfil W24X162
- $Z_{RBS} = 468 \text{ in}^3 - 2 * 3.25 \text{ in} * 1.22 \text{ in} * (25 \text{ in} - 1.22 \text{ in}) = 279.425 \text{ in}^3$ ← Módulo de sección plástica en la articulación plástica

Cálculo No.32: Reducción del Módulo de sección plástica tras reducción de área transversal del perfil

$$\frac{Z_{RBS}}{Z_X} = \frac{279.425(\text{in}^3)}{468(\text{in}^3)} = 59.7 \%$$

El corte de profundidad de 3 pulgadas produce una disminución del 40.3 % en el módulo de sección plástica del perfil original en la zona de articulación plástica

2. Esfuerzos de corte y momento sobre la articulación plástica. Para el análisis de la conexión RBS, se evalúa con base en la plastificación de toda el área transversal de la zona reducida. Esta plastificación ocurrirá cuando las cargas alcancen la magnitud del momento plástico de la sección. Sin embargo, se debe verificar que, al momento de producirse el momento plástico, otras regiones de la viga como la conexión-viga columna soporte la demanda de flexión evitando así el colapso de la estructura.

Expresión No.67: Momento máximo probable (AISC 358-16 Eq.5.8-5)

$$M_{pr} = Z_{RBS} * C_{pr} * R_y * F_y$$

Se inicia con el cálculo del factor de resistencia máxima aportada por la conexión aplicando la ecuación mostrada a continuación

Expresión No.68: Factor de resistencia máxima aportada por la conexión (AISC 358-16 Eq.2.4-2)

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y}$$

Sustituyendo variables dentro de la ecuación, el momento máximo probable para un perfil W24X162 con la reducción del área transversal se obtiene.

- $F_y = 50 \text{ ksi}$
- $F_u = 65 \text{ ksi}$
- $R_y = 1.1$
- $C_{pr} = \frac{50(\text{ksi})+65(\text{ksi})}{2*50(\text{ksi})}=1.15$
- $M_{pr} = 1.15 * 279.425 \text{ in}^3 * 1.1 * 50 \text{ ksi} = \mathbf{1,472.8 \text{ kip*ft}} \leftarrow \text{Máximo momento probable}$

Cuando se alcance el máximo momento probable se tendrá una demanda de corte en la articulación plástica cuya magnitud se encuentra mediante el siguiente cálculo:

Expresión No.69: Corte en la articulación plástica

$$V_{RBS} = V_G \pm V_S$$

Expandiendo

$$V_{RBS} = \frac{W_U * Lh}{2} \pm \frac{2 * M_{pr}}{Lh}$$

El corte que actúa sobre la articulación plástica es producido por una componente sísmica y la demanda gravitacional. Cabe mencionar que el cortante producido por el sismo actuará en distinta dirección al corte gravitacional tal como se ejemplifica en la siguiente imagen. La magnitud del cortante gravitacional proviene de la combinación de carga gravitacional para conexiones precalificadas RBS desarrollada anteriormente, mientras que el cortante sísmico se obtendrá del máximo momento probable calculado anteriormente.

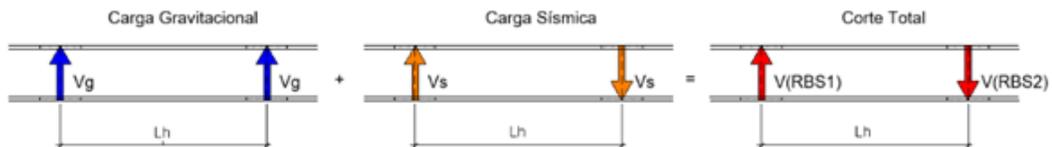


Figura 83. Superposición de corte

De modo que sustituyendo las variables en la ecuación la magnitud de corte para ambas articulaciones plásticas es la siguiente.

Cálculo No.33: Corte sobre la articulación plástica

- $V_{RBS} = \frac{3.745(\text{kip}/\text{ft}) * 23.89(\text{ft})}{2} + \frac{2 * 1,472.8(\text{kip} * \text{ft})}{23.89(\text{ft})} = 168.06 \text{ kip} \leftarrow \text{Corte sobre articulación plástica izquierda}$
- $V_{RBS} = \frac{3.745(\text{kip}/\text{ft}) * 23.89(\text{ft})}{2} - \frac{2 * 1,472.8(\text{kip} * \text{ft})}{23.89(\text{ft})} = -78.56 \text{ kip} \leftarrow \text{Corte sobre articulación plástica derecha}$

Dado que el corte sobre la articulación izquierda fue mayor se tomará dicha magnitud para la evaluación de la conexión.

3. Evaluación de flexión. Debido a dichas cargas encontradas se debe evaluar que no se desarrolle la plastificación del perfil en el punto de unión de la viga con la columna. De manera que se evalúa las cargas de flexión en la viga sobre el rostro de la columna. Siendo la demanda de momento en el rostro de la conexión viga-columna calculada por la siguiente expresión.

Expresión No.70: Momento al rostro de la columna (AISC 358-16 Eq.5.8-6)

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} * S h$$

La fórmula expresada se puede representar gráficamente en la siguiente figura. En donde el momento al rostro de la columna estará dado por el máximo momento probable más el corte la articulación plástica multiplicado por la distancia Sh.

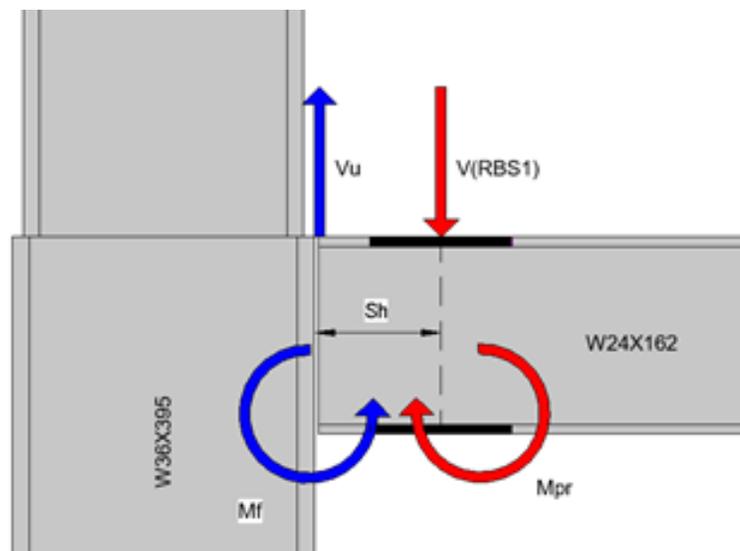


Figura 84. Cargas sobre el rostro de la columna

De modo que evaluando momento total actuante sobre el rostro de la columna se obtiene la siguiente magnitud.

- $M_f = 1,472.8 \text{ kip} * \text{ft} + 168.06 \text{ kip} * 1.21 \text{ ft} = 1,677.59 \text{ kip} * \text{ft}$

La capacidad a flexión del perfil se obtiene aplicando la siguiente expresión del momento plástico.

Expresión No.71: Capacidad a flexión al rostro de la columna (AISC 358-16 Eq.5.8-7)

$$\phi M_e = \phi * Z_x * R_y * F_y$$

Donde al sustituir se obtiene como resultado

- $\phi = 0.9$
- $\phi M_e = 0.9 * 468 \text{ in}^3 * 1.1 * 50 \text{ ksi} = 2,145 \text{ kip*ft}$

Evaluando flexión al momento de generarse la articulación plástica se consigue que al rostro de la columna el perfil está a un 82.3 % de su capacidad a plastificar.

Cálculo No.34: Demanda / Capacidad flexión al rostro de la columna

$$\frac{M_f}{\phi M_e} = \frac{1,677.59(\text{kip} * \text{ft})}{2,145(\text{kip} * \text{ft})} = 0.782$$

El perfil W24X162 no plastificará en la unión con la columna al desarrollarse una articulación plástica a 14.625 pulgadas, con la geometría de “a”, “b” y “c” propuesta, bajo la carga gravitacional de almacenamiento pesado.

4. Evaluación a corte. Para evaluar la flexión se toma la magnitud máxima del corte sobre las articulaciones plásticas, y la capacidad del perfil W24X162 se puede extraer de la 14ª edición del manual AISC.

- $V_U = \max (V_{RBS1}, V_{RBS2}) = 168.04 \text{ kip}$
- $\phi V_n = 566 \text{ kip}$

Evaluando corte se obtiene que no se producirá falla por corte dada la formación de la articulación plástica de la viga.

Cálculo No.35: Demanda / Capacidad corte

$$\frac{V_U}{\phi V_n} = \frac{168.04(\text{kip})}{566(\text{kip})} = 0.304$$

La viga se encuentra a un 30.4 % de su capacidad a corte al momento de desarrollarse la articulación plástica 16 pulgadas del extremo de la viga con la geometría del corte en los patines “a”, “b” y “c” definida.

5. Evaluación articulaciones entre apoyos. Con el fin de evaluar la factibilidad de las conexiones precalificadas RBS en generar articulaciones plásticas cerca los extremos de la viga, se evalúa la posibilidad que dada la carga gravitacional se produzca una articulación plástica al centro de la viga. Para ello se emplea la siguiente expresión

Expresión No.72: Revisión de articulaciones plásticas entre apoyos

$$M_{pr} + M_{pr} \geq \frac{W_U * Lh^2}{2}$$

Evaluando

Cálculo No.36: Revisión de articulaciones plásticas entre apoyos

$$1,472.8(kip * ft) + 1,472.8(kip * ft) \geq \frac{3.745(kip * ft) * (23.89(ft))^2}{2}$$

$$2,945.6 \text{ kip*ft} \geq 1,068.69 \text{ kip*ft}$$

La carga gravitacional no producirá la formación de una articulación al centro de la luz de la viga. Se producirán antes articulaciones plásticas en la zona donde se redujo el área transversal de la viga.

Ñ. Evaluación de soldadura

La unión para transmitir el momento flector hacia columna los patines de la viga deberán estar conectados hacia la columna mediante soldaduras de penetración completa de los patines de la viga hacia los patines de la columna. El momento sobre la viga actúa sobre las soldaduras como fuerzas de tensión y compresión. Para transmitir corte se realiza también una soldadura de penetración completa entre el alma de la viga y los patines de la columna, esta soldadura transmitirá el corte hacia la columna. Para realizar la soldadura de los patines será necesario elaborar agujeros de acceso en el alma de la viga, los criterios para estos están establecidos en la sección J.1.6. de la norma AISC 360-16.

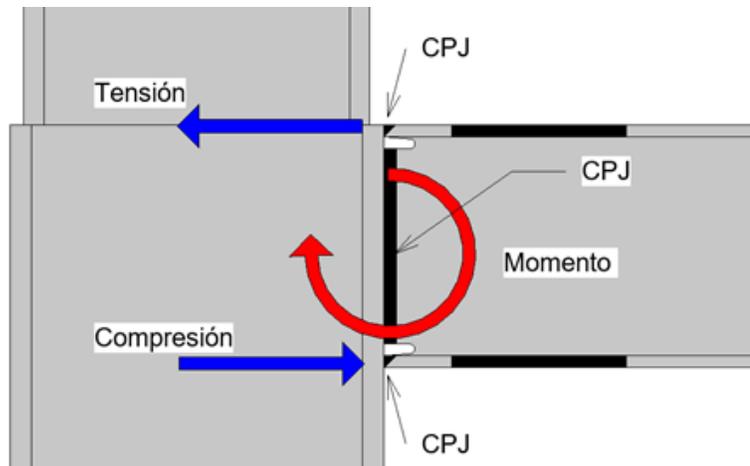


Figura 85. Cargas sobre las soldaduras

Para soldaduras de penetración completa, en los patines se tiene el caso de cargas de tensión y compresión perpendiculares al eje de la soldadura. Y la soldadura del alma está diseñada para las demandas de corte. En ambos casos al revisar la tabla J2.5 de la norma AISC 360-16, se indica que la resistencia está gobernada por el metal conectado. Dado que en el capítulo anterior se evaluó y comprobó que el perfil de acero A992 W24X162 cumplió la demanda de corte y momento, se puede concluir que las soldaduras de penetración completa cumplirán ante la demanda de combinación de cargas.

Durante el proceso constructivo se deberá realizar la guía de inspección de conexiones indicadas, descrita en las tablas J6.1, J6.2 y J6.3. AISC 341-16. En la 14^o edición del manual de diseño AISC, revisando el capítulo 8 se describen diversos métodos para evaluar la calidad de la soldadura y garantizar su correcto funcionamiento.

TABLE J2.5					
Available Strength of Welded Joints,					
ksi (MPa)					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{tBM} or F_{tW}), ksi (MPa)	Effective Area (A_{tBM} or A_{tW}), in. ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level ^{[a][b]}
COMPLETE-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS					
Tension— Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal.			Matching filler metal shall be used. For T- and corner-joints with backing left in place, notch tough filler metal is required. See Section J2.6.	
Compression— Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal.			Filler metal with a strength level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.	
Tension or compression— Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld is permitted to be neglected in design of welds joining the parts.			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.	
Shear	Strength of the joint is controlled by the base metal.			Matching filler metal shall be used. ^[c]	

Cuadro 34
Revisión de soldadura

O. Evaluación de zona panel

Las cargas transmitidas por la viga, somete a los patines y alma de la columna a posibles modos de deformación de manera que para controlar y evitar que la zona panel no falle se deberá instalar rigidizantes en forma de placas de continuidad o Doublers.

1. Placas de continuidad. Para verificar la necesidad de placas de continuidad se procedió se determina la carga puntual actuante sobre los patines de la columna, los cuales son producidos por la flexión de la viga. Dicha magnitud de carga se obtiene aplicando la ecuación de las previsiones sísmicas mostrada a continuación.

Expresión No.73: Carga puntual para zona panel (AISC 341-16 Eq. E3.6f)

$$P = \frac{0.85 * Mf}{d - tf}$$

Sustituyendo se obtiene

- $d = 25 \text{ in} \leftarrow$ Peralte viga W24X162
- $tf = 1.22 \text{ in} \leftarrow$ Espesor de patín W24X162

Cálculo No.37: Carga puntual sobre la columna

$$P = \frac{0.85 * 1,677.59(\text{kip} * \text{ft})}{25(\text{in}) - 1.22(\text{in})}$$

P = 719.57 kip \leftarrow demanda de corte sobre patín de columna

La zona panel requerirá de refuerzo en la zona panel si no se cumple el requisito geométrico indicado en la norma AISC 341-16 (E-8) o no se cumplen alguno de los criterios del capítulo J del AISC 360-16 la cual tomará en cuenta la demanda de carga en la zona panel.

a. **Evaluando para el requisito geométrico:**

Expresión No.74: Requisito geométrico para placas de continuidad (AISC 341-16 Eq. E-8)

$$tf_c > \frac{bf_v}{6}$$

Sustituyendo para la viga W24x162 y la columna W36X395

$$2.2(\text{in}) > \frac{13(\text{in})}{6} = 2.2(\text{in}) > 2.16(\text{in})$$

No se requieren placas de continuidad por el requisito geométrico De igual forma se evalúan los criterios de resistencia indicados en AISC 360-16 sección J10

b. **Evaluando el criterio de pandeo local en los patines de la columna:**

Expresión No.75: Resistencia al pandeo local de los patines (AISC 360-16 Eq. J10-1)

$$\phi R_n = \phi * 6.25 * F_y * tf_c^2$$

Sustituyendo para la viga W24x162 y la columna W36X395

$$\phi R_n = 0.9 * 6.25 * 50(\text{ksi}) * (2.2(\text{in}))^2 = 1,361.25(\text{kip}) > 719.57(\text{kip})$$

Los patines no sufrirán de pandeo local de modo que no son necesarias las placas de continuidad para este criterio

c. **Evaluando el criterio de cedencia plástica del alma de la columna:**

Expresión No.76: Resistencia cedencia plástica del alma de la columna (AISC 360-16 Eq. J10-2)

$$\phi R_n = \phi * F_y * t_{w_c} * (5 * k_c * + t_{f_v})$$

Sustituyendo para la viga W24x162 y la columna W36X395

$$\phi R_n = 1 * 50(ksi) * (1.22(in)) * (5 * 3.15(in) + 1.22(in)) = 1035.17(kip) > 719.57(kip)$$

d. **Evaluando el criterio de aplastamiento del alma de la columna.**

Expresión No.77: Resistencia del aplastamiento del alma de la columna (AISC 360-16 Eq. J10-4)

$$\phi R_n = \phi * 0.8 * t_{w_c}^2 * (1 + 3 * \frac{t_{f_v}}{d_c} * (\frac{t_{w_c}}{t_{f_c}})^{1.5}) * \sqrt{E * F_y * \frac{t_{f_c}}{t_{w_c}}}$$

Sustituyendo para la viga W24x162 y la columna W36X395

$$\phi R_n = 1 * 0.8 * 1.22(in)^2 * (1 + 3 * \frac{1.22(in)}{38.4(in)} * (\frac{1.22(in)}{2.2(in)})^{1.5}) * \sqrt{29,000(ksi) * 50(ksi) * \frac{2.2(in)}{1.22(in)}}$$

$$\phi R_n = 1,501(kip) > 719.57(kip)$$

El alma de la columna no fallará ante el aplastamiento de modo que no se necesitan placas de continuidad para este criterio

Dado que todas las condiciones evaluadas para placas de continuidad cumplieron, no será necesario agregar placas de continuidad en la zona panel del marco a momento. Estas se diseñarán aplicando el procedimiento descrito en el documento (Steel Design Guide Series No.13) ver **Apéndice 1**

2. Placa tipo Doubler. Para evaluar la necesidad de refuerzo a cortante en al de zona panel por medio del doublers. Para evaluar la necesidad de este rigidizantes se deberán cumplir tanto un requisito geométrico como la capacidad de la zona panel proporcionada por la columna. La zona panel recibirá el cortante generado por 2 vigas y 2 columnas evaluando un nodo central de los sistemas SMF. Tal como se muestra en la siguiente figura:

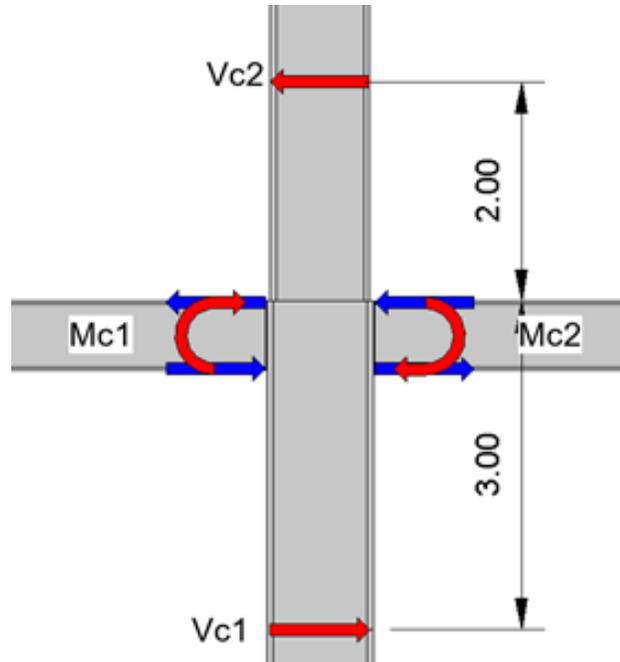


Figura 86. Cortante sobre zona panel

El corte producido por las vigas se obtiene aplicando la ecuación a continuación, considerando que las vigas que se conectan al nodo tendrán las mismas dimensiones. Adicionalmente dado que geometría del marco es simétrica, la zona panel recibirá la misma magnitud de momento en cada lado de este.

Expresión No.78: Carga puntual para zona panel (AISC 341-16 Eq. E3.6f)

$$V_v = \frac{Mf1 + Mf2}{d - tf}$$

Sustituyendo

$$V_v = \frac{20,131.13(kip * in) + 16,524.66(kip * in)}{25(in) - 1.22(in)} = 1,541.455(kip)$$

El corte producido por las columnas actúa en el sentido contrario al corte de las vigas aportando resistencia. El corte será determinado por la siguiente ecuación.

Expresión No.79: Corte producido por columnas

$$V_c = \frac{Mf1 + Mf2}{Lc1 + Lc2}$$

Evaluando

$$V_c = \frac{20,131.13(kip * in) + 16,524.66(kip * in)}{3(m) + 2(m)} = 186.21(kip)$$

La demanda de corte total sobre la zona panel será la siguiente

$$V_U = V_c - V_v = 1,541.45(kip) - 186.21(kip) = 1,355.24(kip)$$

a. **Evaluando requisito geométrico.**

Expresión No.80: Requisito geométrico Doubler

$$tw_c > \frac{d_z + w_z}{90}$$

Sustituyendo variables

- $d_z = d_v - tf_v = 25 \text{ in} - 1.22 \text{ in} = 23.78 \text{ in}$
- $w_z = d_c - 2 * tf_c - 2 * k_c = 8.4 \text{ in} - 2.2 \text{ in} - 3.15 \text{ in} = 3.05 \text{ in}$

$$1.22(in) > \frac{23.78(in) + 3.05(in)}{90} = 1.22(in) > 0.28(in)$$

No será necesario instalar doublers según el requisito geométrico

b. **Evaluando requisito geométrico.**

Expresión No.81: 1) Evaluando criterio de refuerzo por zona panel

$$\phi Rn = \phi * 0.6 * Fy * tw_c * \left(1 + \frac{3 * bf_c + tf_c^2}{d_v * d_c * tw_c}\right)$$

Evaluando

$$\phi Rn = 1 * 0.6 * 50(ksi) * 1.22(in) * \left(1 + \frac{3 * 16.8(in) + 2.2(in)^2}{25(in) * 38.4(in) * 1.22(in)}\right) = 1,698.16(kip) > 1,355.24(kip)$$

El alma de la columna no sufrirá de pandeo por lo que no será necesario rigidizar mediante Doublers

P. Columna fuerte / viga débil

Los marcos especiales a momento deberán cumplir con el criterio de columna fuerte / viga débil tal como se indica en la sección E.3.4 del AISC 341-16. Este criterio valida que la viga cederá plásticamente antes que la columna. Para ello se compararán las demandas de momento proporcionadas por la columna y vigas que actúen sobre un nodo de los marcos especiales a momento. A continuación, se verificará que todo lo diseñado anteriormente garantice este comportamiento.

Expresión No.82: Relación columna fuerte y viga débil (AISC 341-16 Eq.E3-1)

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} > 1$$

1. Sumatoria de momento columnas. La demanda de momento producidas por las columnas se obtendrá aplicando la siguiente expresión la cual relaciona el momento producido por los efectos de carga axial pura y el momento producido por el cortante en la zona panel

Expresión No.83: Relación columna fuerte y viga débil (AISC 341-16 Eq.E3-1)

$$\sum M_C = \sum (Z_c * (F_y - \frac{P_r}{A_g})) + V_c * \frac{d_v}{2}$$

La carga axial establecida en la ecuación mostrada provendrá de utilizar la combinación de carga de compresión utilizando el factor de sobre resistencia.

Expresión No.84: Combinación para carga axial

$$P_r = (1.2 + 0.2 * S_{cd}) * CM + CV + \Omega * S * B2$$

Para este nodo se evaluó la demanda momento producida por la columna W36X395 del nivel 1 y la columna W33X354 del nivel superior de modo que sustituyendo valores se obtuvieron los siguientes resultados

Momento columna inferior W36X395

- $P_r = 461.96 \leftarrow 6,557.49$
- $M_{c1} = (1,710(in^3) * ((50ksi) - \frac{461.96(kip)}{116(in^2)})) = 6,557.49 \text{ kip}$

Momento columna superior W33X354

- $P_r = 267.48 \text{ kip} \leftarrow 6,557.49$

- $M_{c2} = (1,420(in^3) * ((50ksi) - \frac{267.48(kip)}{104(in^2)})) = 5,612.32 \text{ kip*ft}$

Momento en la zona panel

- $V_c * \frac{d_v}{2} = 186.21(kip) * \frac{25(in)}{2} = 193.97 \text{ kip*ft}$

Sumatoria de momentos en columnas

$$\sum M_C = 6,557.49 \text{ kip*ft} + 5,612.32 \text{ kip*ft} + 193.97 \text{ kip*ft} = \mathbf{12,363.79 \text{ kip*ft}}$$

2. Sumatoria de momento vigas. La magnitud del momento total producido por las vigas se tendrá aplicando la siguiente expresión.

Expresión No.85: Sumatoria de momentos por vigas (AISC 341-16 Eq.E3-3)

$$\sum M_v = \sum (M_{pr} * V_{RBS} * (Sh + \frac{d_c}{2}))$$

Sobre el nodo evaluado actúan dos vigas W24X162 con la misma longitud y demanda de carga. A estas vigas se les asignó la misma geometría en cuanto a la conexión precalificada diseñada anteriormente. Sustituyendo se obtienen los siguientes resultados.

Momento viga W24X162 lado izquierdo del nodo

- $M_{v1} = 1,549.26(kip * ft) * 168.03(kip) * (16(in) + \frac{38.4(in)}{2}) = 1,946.45 \text{ kip*ft}$

Momento viga W24X162 lado derecho del nodo

- $M_{v1} = 1,549.26(kip * ft) * 78.56(kip) * (16(in) + \frac{38.4(in)}{2}) = 1,694.24 \text{ kip*ft}$

Sumatoria de Momento producidas por las vigas

$$\sum M_V = 1,946.45 \text{ kip*ft} + 1,694.24 \text{ kip*ft} = \mathbf{3,640.695 \text{ kip*ft}}$$

3. Evaluando criterio columna fuerte / viga débil. Con la información obtenida se procede a realizar la evaluación indicada en la ecuación E3-1 del AISC 341-16.

Cálculo No.38: Revisión criterio columna fuerte / viga débil

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{12,363.79(kip * ft)}{3,640.695(kip * ft)} = 3.39 > 1$$

Las secciones seleccionadas para vigas y columnas y la geometría establecida para la conexión RBS cumplen con el criterio de columna fuerte / viga débil. El cual es requisito indispensable en los marcos especiales a momento.

Q. Diseño y evaluación de placa de corte

En la norma AISC 358-16 en el apartado 5.6, se aprueba el uso un de una placa de corte para servir como apoyo en el proceso constructivo de la conexión RBS. Sin embargo, esta conexión no se diseñará para soportar la demanda gravitacional ni sísmica de la conexión RBS de modo que esta conexión se evaluó para soportar la siguiente carga constructiva de diseño. La placa de corte será de acero tipo A36 y los pernos serán A325N

1. Cargas de diseño. Para la placa de corte se diseñó para una carga gravitacional muerta de la misma magnitud de la cual se evaluó la conexión precalificada RBS. Pero no se diseñó para soportar la magnitud de carga viva impuesta por el almacenamiento, sino que se le diseñó para una carga viva de 300 kg/m².

Tras la integración de cargas mediante la ayuda del software ETABS se obtuvo las siguientes reacciones de corte en los apoyos sobre la viga

- $P_{CM} = 5.095 \text{ kip}$ ← Cortante producido por carga muerta
- $P_{CV} = 10.615 \text{ kip}$ ← Cortante producido por carga viva

Posterior se procedió determinar una carga de diseño utilizando la segunda combinación de carga del ASCE 7-16, la cual incluye únicamente cargas gravitacionales.

Expresión No.86: Combinación de carga gravitacional de diseño

$$P_U = (1.2) * CM + 1.6 * CV$$

$$P_U = (1.2) * 5.095(kip) + 1.6 * 10.615(kip) = 23.10(kip)$$

2. Geometría de la conexión. La propuesta geométrica de la conexión se realizó respetando los lineamientos de la 14^a edición del manual de diseño del AISC y los limitantes geométricos impuestos por AISC 358-16. Los parámetros geométricos de la conexión se resumen en la tabla a continuación y se ilustran en la imagen.

Variable	Significado	Magnitud	Restricción según norma
t	Espesor placa	0.375 in	AISC 358-16 establece un espesor mínimo de 3/8 de pulgada
d_p	Diámetro perno	0.75 in	Pernos A325
n	Numero de pernos	3	La cantidad de pernos según el manual será como mínimo 2 y máximo 12
L	Longitud de placa	20.12 in	AISC 358-16 establece que la placa se deberá extender desde los agujeros acceso de soldadura
S_{min}	Separación entre pernos mínima	1 in	Separación mínima entre pernos según requisito de la norma AISC 360-16 sección J.3
S_{max}	Separación entre pernos máxima	6 in	Separación máxima entre pernos según requisito de la norma AISC 360-16 sección J.5
a	Distancia del centro del perno a rostro de columna	2 in	El manual indica una magnitud que sea menor a 3.5 in
Le_h	Distancia del centro del perno al borde de la placa	1.5 in	El manual indica que debe ser igual o mayor que el diámetro del perno
Le_v	Distancia del centro del perno al borde superior y inferior de la placa	4.06 in	Distancia restante usando 3 pernos a una separación de 6 pulgadas entre sí. Supera al valor mínimo del manual el cual indica que Le_v debe ser mayor a 1.25 veces el diámetro de los pernos
D	Tamaño de soldadura tipo filete	3/16 in	Se tomó el valor mínimo para espesores de 3/8 de pulgada según tabla J2.4 del AISC 360-16. Se selecciono una soldadura tipo filete FXX70

Cuadro 35

Resumen de geometría conexión de placa de corte

Los pernos poseen una excentricidad al plano de donde actúa la carga gravitacional de corte, esta corresponderá a la mitad de la magnitud de “a” según lo indicado en la tabla 10-9 de la 14ª edición del manual del AISC.

n	Hole Type	e , in.	Maximum t_p or t_w , in.
2 to 5	SSLT	$a/2$	None
	STD	$a/2$	$d/2 + 1/16$
6 to 12	SSLT	$a/2$	$d/2 + 1/16$
	STD	a	$d/2 - 1/16$

Cuadro 36

Excentricidad según tipo de agujero y cantidad de pernos

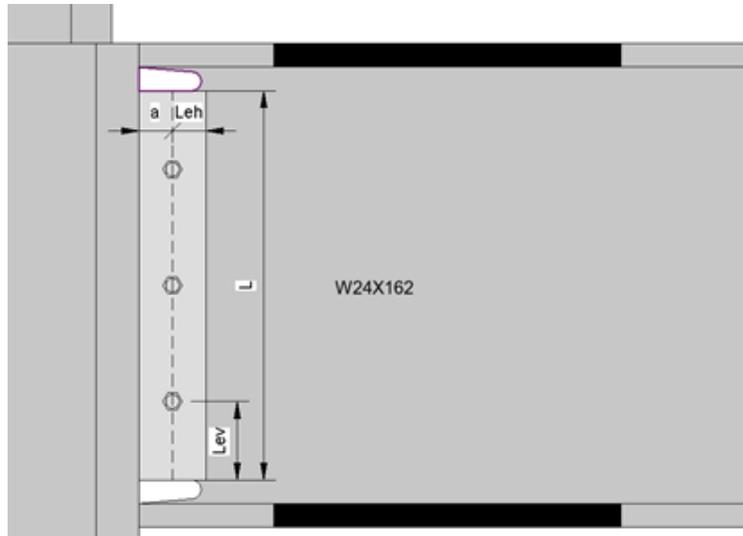


Figura 87. Esquema de variables geométricas de la conexión

Una vez teniendo dimensionados los elementos se procederá a evaluar los posibles mecanismos de falla que a los que estará sometida la placa de corte y los elementos que componen.

3. Criterio de corte del grupo de pernos. Para este criterio se evalúa la posibilidad de que los pernos sean los que fallen por cortante. Para ello se deberá evaluar la siguiente expresión la cual es extraída del manual AISC 360-16 con la modificación que se agregó el factor “C” que amplifica la resistencia según la cantidad de pernos, la excentricidad a la carga y la separación entre ellos.

Expresión No.87: Resistencia del grupo de pernos (AISC 360-16 Eq.J3-1)

$$\phi R_b = \phi * C * F_y * A$$

El factor C se obtuvo consultando la tabla 7-6 de la 14ª edición del manual AISC, dado que la excentricidad es un valor menor al indicado en la tabla se procedió a interpolar para obtener el resultado. Evaluando para $e = 2$ y $e = 3$ de la interpolación lineal se obtiene que para $e = 1$ el valor de $C = 2.94$.

s, in.	e _x , in.	Number of Bolts in One Vertical Row, n										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	1.63	1.63	2.71	3.75	4.77	5.77	6.77	7.76	8.75	9.74	10.7	11.7
3	1.39	1.39	2.48	3.56	4.60	5.63	6.65	7.65	8.66	9.66	10.7	11.6

Cuadro 37

Extracto de tabla 7-6 14va Edición del Manual AISC

Sustituyendo en la ecuación para el acero A325N y el área del diámetro del perno se obtiene como resultado la resistencia del bloque de pernos calculada a continuación.

Cálculo No.39: Evaluando criterio de resistencia del grupo de pernos (AISC 360-16 Eq.J3-1)

$$\phi Rb = 0.75 * 2.94 * 50(ksi) * 0.442(in^2) = 52.6(kip)$$

$$\frac{P_U}{\phi Rn} = \frac{23.10(kip)}{52.60(kip)} = 0.44$$

Los pernos en conjunto están a un 44 % de su capacidad de cortante por lo que la conexión no fallará por este criterio

4. Criterio de falla por arrancamiento de la placa. El perno más próximo al borde de la placa de corte podrá presentar una falla mediante el arrancamiento de la placa por el empuje del perno tal como se muestra en la imagen a continuación.

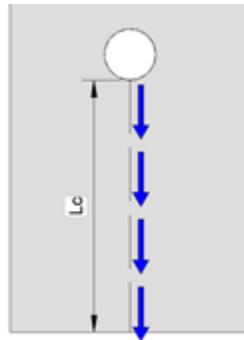


Figura 88. Falla de arrancamiento de placa

La resistencia ante tal escenario se calculará aplicando la siguiente expresión.

Expresión No.87: Resistencia de la placa ante al arrancamiento producido por el perno (AISC 360-16 Eq.J3-6c)

$$\phi Rn = \phi * C * 1.2 * Fu * Lc * t$$

Lc es la longitud del plano de falla de la placa, calculado de la siguiente forma

$$\blacksquare Lc = Lev - (db + 1/16(in) * 1/2) = Lc = 4.06(in) - (3/4(in) + 1/16(in) * 1/2) = 3.65 \text{ in}$$

Cálculo No.40: Evaluando criterio de falla por arrancamiento de la placa)

$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0.75 * 2.94 * 1.2 * 58(ksi) * 3.65(in) * 3/8(in) \\ &= 210.06 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\frac{P_U}{\phi Rn} = \frac{23.10(kip)}{210.06kip(kip)} = 0.11$$

La placa de corte cumple dado que está a un 11 % de presentar este mecanismo de falla

5. **Criterio de alargamiento de perforaciones.** El empuje de los pernos debido al corte puede producir también un alargamiento de las perforaciones.

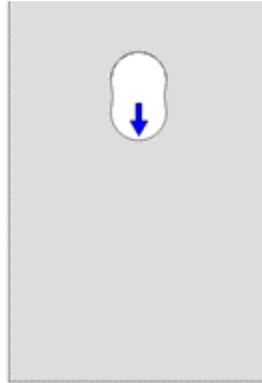


Figura 89. Alargamiento de perforaciones

Para dicho criterio se debe aplicar la ecuación presentada a continuación.

Expresión No.88: Resistencia contra el alargamiento de las perforaciones

$$\phi Rn = \phi * C * 2.4 * d_b * Fu * t$$

Substituyendo variables y evaluando se obtiene

Cálculo No.41: Evaluando resistencia contra el alargamiento de las perforaciones

$$\phi Rn = 0.75 * 2.94 * 2.4 * 3/4(in) * 58(ksi) * 3/8(in) = 86.32(kip)$$

$$\frac{P_U}{\phi Rn} = \frac{23.10(kip)}{86.32(kip)} = 0.267$$

Las perforaciones están a un 26.7 % de presentar este mecanismo de falla

6. **Criterio de cedencia de la placa base.** La resistencia a la cedencia de la placa de corte es calculada mediante la expresión a continuación.

Expresión No.89: Resistencia a la cedencia de la placa (AISC 360-16 Eq.J4-3)

$$\phi Rn = \phi * 0.6 * Fy * L * t$$

Substituyendo

Cálculo No.42: Evaluando resistencia a la cedencia de la placa (AISC 360-16 Eq.J4-3)

$$\phi Rn = 1 * 0.6 * 50(ksi) * 20.12(in) * 3/8(in) = 162.97(kip)$$

$$\frac{P_U}{\phi Rn} = \frac{23.10(kip)}{162.97(kip)} = 0.142$$

La placa está a un 14.2 % de presentar este mecanismo de falla

7. Criterio de ruptura en placa de corte. El corte actuante podrá producir una ruptura en el plano más débil el cual es al centro de todas las perforaciones de los pernos dada su menor área transversal. Razón por la cual se deberá aplicar la siguiente expresión para encontrar dicha resistencia.

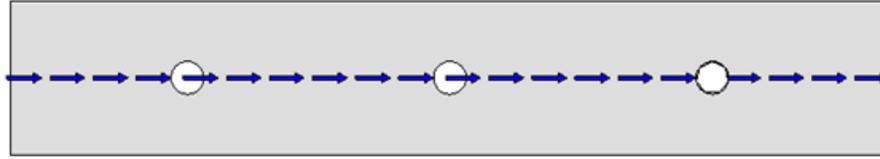


Figura 90. Plano de ruptura placa de corte

Expresión No.90: Resistencia a la ruptura de la placa (AISC 360-16 Eq.J4-4)

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_u * A_n$$

Se encuentra el área neta la cual corresponde a la sección de menor área de la placa debido a las perforaciones.

$$\begin{aligned} \blacksquare A_n &= t * L - (n * t * (d_p + 1/8(in))) = 3/8(in) * 20.12(in) - (3 * 3/8(in) * (3/4(in) + 1/8(in))) \\ &= 6.56 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo

Cálculo No.43: Evaluando resistencia a la ruptura de la placa (AISC 360-16 Eq.J4-4)

$$\phi R_n = \phi * (\min(0.6 * F_u * A_{nv}, 0.6 * F_y * A_{gv})) + U_{BS} * F_1 * A_{nt}$$

$$\frac{P_U}{\phi R_n} = \frac{23.10(kip)}{171.23(kip)} = 0.135$$

La placa está a un 13.5 % de presentar este mecanismo de falla

Para este criterio se cuenta un área neta del plano de falla por corte y otra por el plano de falla de tensión cuyos cálculos se muestran a continuación.

8. Criterio de ruptura por bloque de cortante. El bloque de ruptura también es un posible mecanismo de falla similar al evaluado anteriormente sin embargo en este la ruptura se originará en sentido perpendicular a uno de los pernos extremos por tensión. La resistencia a dicho mecanismo se calcula mediante la aplicación de la siguiente expresión.

Expresión No.91 Resistencia a la ruptura de la placa por bloque de corte (AISC 360-16 Sec.4.3) $\phi R_n = \phi * (\min(0.6 * F_u * A_{nv}, 0.6 * F_y * A_{gv})) + U_{BS} * F_u * A_{nt}$

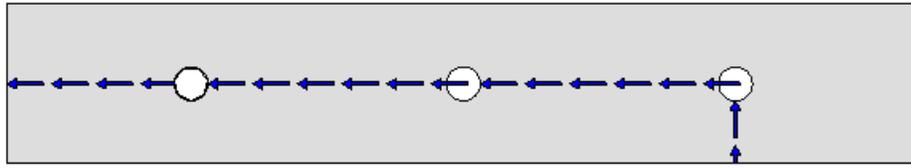


Figura 91. Plano de falla bloque de corte

Para este criterio se cuenta un área neta del plano de falla por corte y otra por el plano de falla de tensión cuyos cálculos se muestran a continuación.

- $A_{gv} = (L - Le_v) * t = 6.02 \text{ in}^2$
- $A_{nv} = t * L - ((n - 1) * t * (d_p + 1/8 \text{ in})) = 5.2 \text{ in}^2$
- $A_{nt} = Le_h - t/2 * (d_p + 1/8 \text{ in}) = 0.398 \text{ in}^2$

Sustituyendo dentro de la expresión se obtuvo

Cálculo No.44: Evaluando resistencia a la ruptura de la placa (AISC 360-16 Eq.J4-4)

$$\phi R_n = \phi * (\min(0.6 * 58(\text{ksi}) * 5.2(\text{in}^2), 0.6 * 50(\text{ksi}) * 6.02(\text{in}^2))) + 1 * 58(\text{ksi}) * 0.398(\text{in}^2) = 114.89 \text{ kip}$$

$$\frac{P_U}{\phi R_n} = \frac{23.10(\text{kip})}{114.89 \text{ kip}(\text{kip})} = 0.201$$

La placa de corte está a un 20.1 % de romperse por bloque de cortante

9. Criterio de ruptura de soldadura tipo filete. La resistencia de la soldadura tipo filete que se extiende por todo lo largo de la placa de corte se calculará mediante la siguiente expresión.

Expresión No.91 Resistencia de soldadura tipo filete a corte (AISC 360-16 Sec.4.3)

$$\phi R_n = \phi * C * C_1 * L * F_u * A_{nt}$$

Los factores C dependerá de la excentricidad de la soldadura, dicho factor se obtuvo de la tabla 8-4 del manual de diseño AISC. Dado que la soldadura no pertenece a un grupo en el mismo plano $k = 0$ y mediante interpolación para el valor de $a = 0.05$ se obtuvo el siguiente valor de $C = 3.715$

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71
0.10	3.72	3.72	3.72	3.71	3.70	3.69	3.67	3.65	3.63	3.61	3.59	3.55	3.52	3.48	3.44	3.43
0.15	3.67	3.66	3.65	3.64	3.62	3.60	3.58	3.56	3.54	3.52	3.50	3.46	3.43	3.39	3.36	3.33

Cuadro 38

la tabla 8-4 de tabla 7-6 14va edición del manual AISC

La variable C1 dependerá de la resistencia de la soldadura evaluada, y el valor asociado se obtiene en la tabla 8-3.

Table 8-3 Electrode Strength Coefficient, C ₁		
Electrode	F _{EXX} (ksi)	C ₁
E60	60	0.857
E70	70	1.00
E80	80	1.03
E90	90	1.16
E100	100	1.21
E110	110	1.34

Cuadro 39

Extracto de tabla 8-3 de tabla 7-6 14va edición del manual AISC

Sustituyendo

Cálculo No.44: Evaluando resistencia a la ruptura por bloque de corte

$$\phi Rn = \phi * (\min(0.6 * 58(\text{ksi}) * 5.2(\text{in}^2), 0.6 * 50(\text{ksi}) * 6.02(\text{in}^2))) + 1 * 58(\text{ksi}) * 0.398(\text{in}^2) = 168(\text{kip})$$

$$\frac{P_U}{\phi Rn} = \frac{23.10(\text{kip})}{168.18\text{kip}(\text{kip})} = 0.137$$

La soldadura de corte está a un 13.7 % de su capacidad por lo que no fallará por este criterio

R. Resultado de conexión diseñada

En las figuras a continuación se muestra el resultado del diseño de la conexión precalificada RBS con todos sus componentes en los marcos especiales a momento para sismos en dirección X del nivel 1.

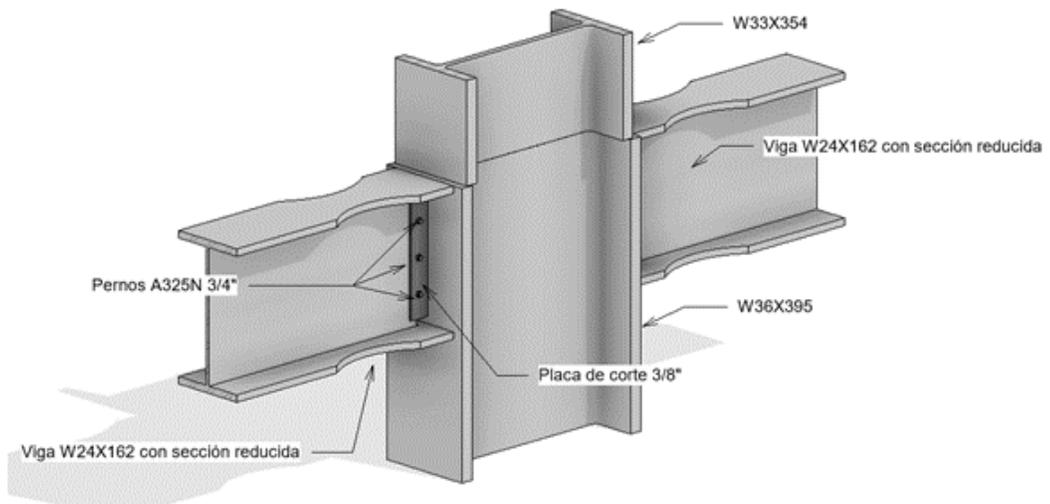


Figura 92. Conexión con conexiones RBS terminadas

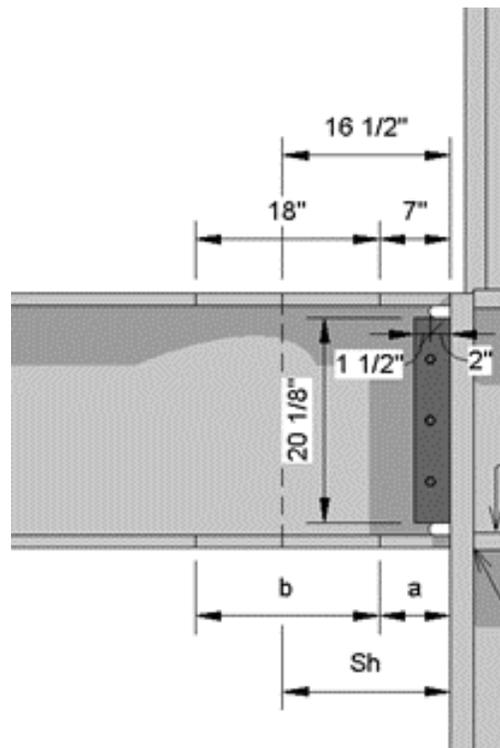


Figura 93. Elevación del sistema

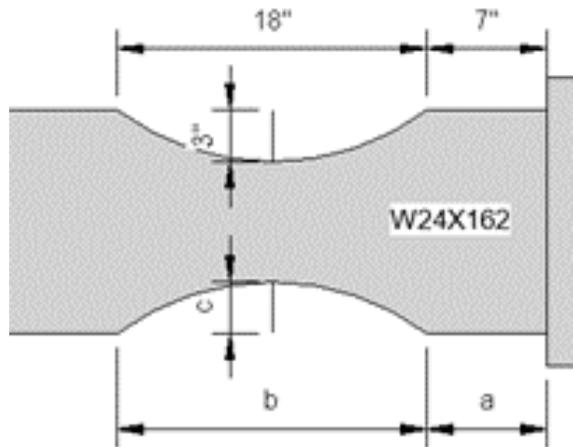


Figura 94. Conexión con conexiones RBS terminadas

El procedimiento tanto para el dimensionamiento y análisis de la conexión precalificada es el mismo para todas las conexiones en los marcos especiales a momento de la estructura. Ingresar el procedimiento detallado para todas las conexiones extendería este documento, sin embargo, a continuación, se enlistan los resultados de la geometría de las conexiones precalificadas de cada nivel con marcos especiales a momento.

S. Resultados de conexiones precalificadas restantes

Se aplicó el mismo procedimiento para diseñar las conexiones precalificadas de los niveles superiores de los marcos especiales a momento en dirección X y dirección Y. En la siguiente tabla se enlistan los resultados geométricos y revisión de corte y momento en las zonas más solicitadas para conexiones precalificadas RBS.

Nivel	Sistema	Geometría del corte			Revisión de esfuerzos		Revisión Zona Panel		Revisión SMF
		a (in)	b (in)	c (in)	Momento	Corte	Placas de Continuidad	Doublers	Columna fuerte / Viga Debil
1	SMF X	6.5	16.25	3.25	78.2%	30.4%	No requiere	No requiere	3.40
2	SMF X	6.5	14.75	3	78.3%	28.6%	No requiere	No requiere	3.00
3	SMF X	5.75	12.25	2.75	74.6%	10.2%	No requiere	No requiere	2.73

Cuadro 40

Resultados conexiones precalificadas RBS marcos SMF X

Nivel	Sistema	Geometría del corte			Revisión de esfuerzos		Revisión Zona Panel		Revisión SMF
		a (in)	b (in)	c (in)	Momento	Corte	Placas de Continuidad	Doublers	Columna fuerte / Viga Debil
1	SMF Y	6.5	16.25	3.25	78.6%	30.9%	No requiere	No requiere	3.00
2	SMF Y	6.25	14	3	80.4%	19.5%	No requiere	No requiere	4.18
3	SMF Y	5.75	12.25	2.75	76.4%	12.4%	No requiere	No requiere	2.55

Cuadro 41

Resultados conexiones precalificadas RBS marcos SMF Y



Figura 95. Disposición de conexiones diseñadas sistema SMF X

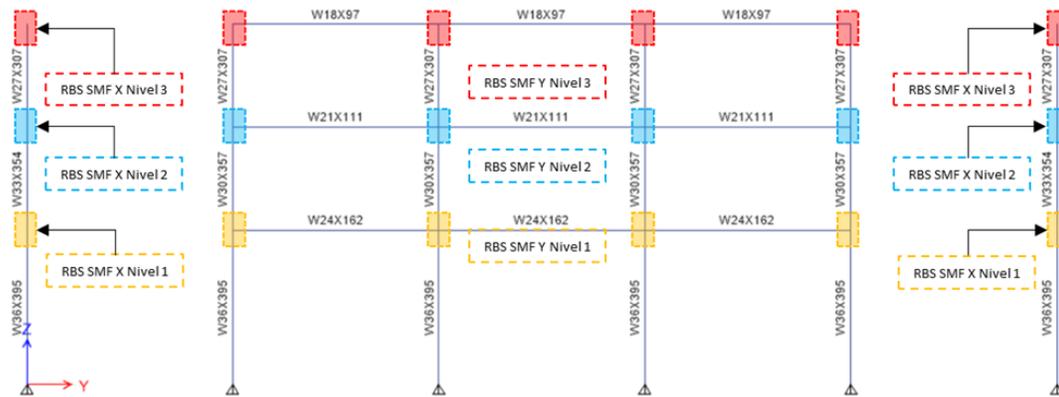


Figura 96. Disposición de conexiones diseñadas sistema SMF Y

T. Diseño en RAM CONNECTION conexión precalificada RBS

El diseño de conexiones precalificadas realizado anteriormente, consistió en un método manual bajo los lineamientos de AISC 358-16, AISC 341-16, AISC 360-16 y la 14ª edición del manual AISC. Posteriormente se evaluó dichas propuestas en el software de diseño RAM CONNECTION. A continuación, se detalla el proceso de modelado y análisis para la misma conexión RBS (RBS SMF X nivel 1) mostrada en el proceso manual.

1. Configuración del programa. Bentley RAM CONNECTION considera diversos códigos de diseño a nivel mundial, es por ello que se debe verificar que el software trabaje con la normativa deseada, siendo para este la normativa estadounidense AISC LRFD, con las consideraciones sísmicas. Para ello posterior a iniciar el programa, se debe ir a la pestaña “Diseño” ahí se deberá seleccionar el botón de código de diseño y seleccionar “AISC-16 LRFD” del listado de opciones y validar la casilla de condiciones sísmicas y seleccionar la categoría de sismo siendo para este caso “D”.

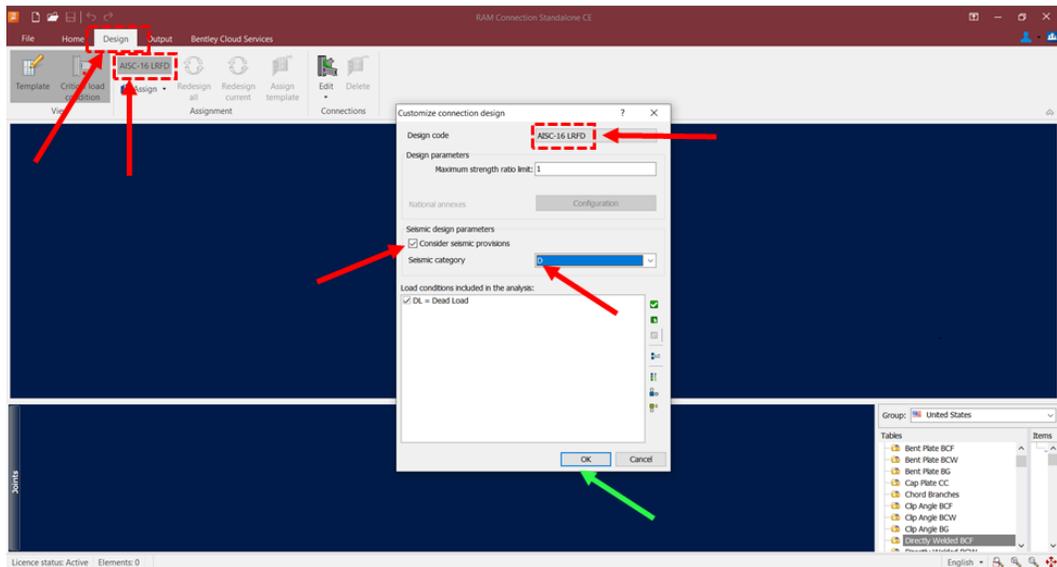


Figura 97. Configuración inicial del programa

2. Ingreso de cargas. Dado que esta conexión es para sistemas sismorresistentes se deberá ingresar el tipo de carga sísmica dentro de las opciones. Para ello se debe ir a la pestaña “Inicio” y seleccionar la opción “agregar/editar”. En la pestaña emergente se selecciona el ícono indicado y se agregan las cargas de tipo vivas “LL”, carga sísmica en dirección X “EQx” y carga sísmica en dirección Y “EQY”.

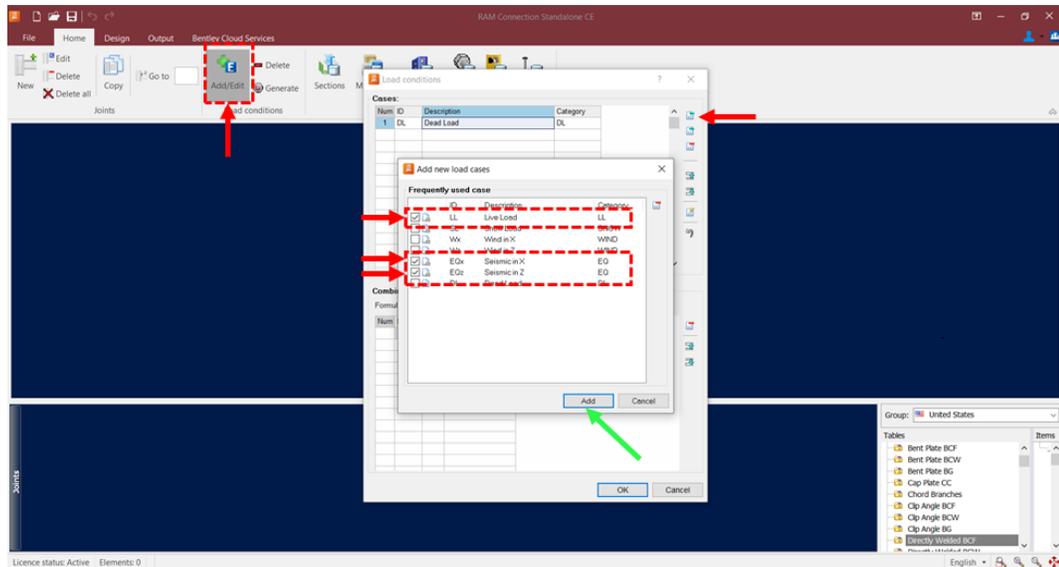


Figura 98. Configuración de tipo de cargas

3. Modelado de la conexión. Para agregar una conexión a diseñar en la pestaña “Home” se selecciona la opción “New” ahí se desplegará una ventana con dos pestañas. En la pestaña “Joint data” se selecciona la opción “BCF” para especificar que se trata de la conexión de viga con columna. Posteriormente se ingresa la información del marco como: el tipo de marco SMF y que existe una conexión opuesta. Se seleccionan las secciones de los elementos para la columna y vigas, especificando que serán de acero tipo A992. Se ingresa la información geométrica de la conexión para ambas vigas conectadas, la cual incluye la longitud de la viga en pies, las dimensiones “a”, “b” y “c” definidas. Del cálculo manual se deberá ingresar el cortante actuante sobre la articulación plástica causada por la carga gravitacional mayorada y el corte producido al rostro de la columna.

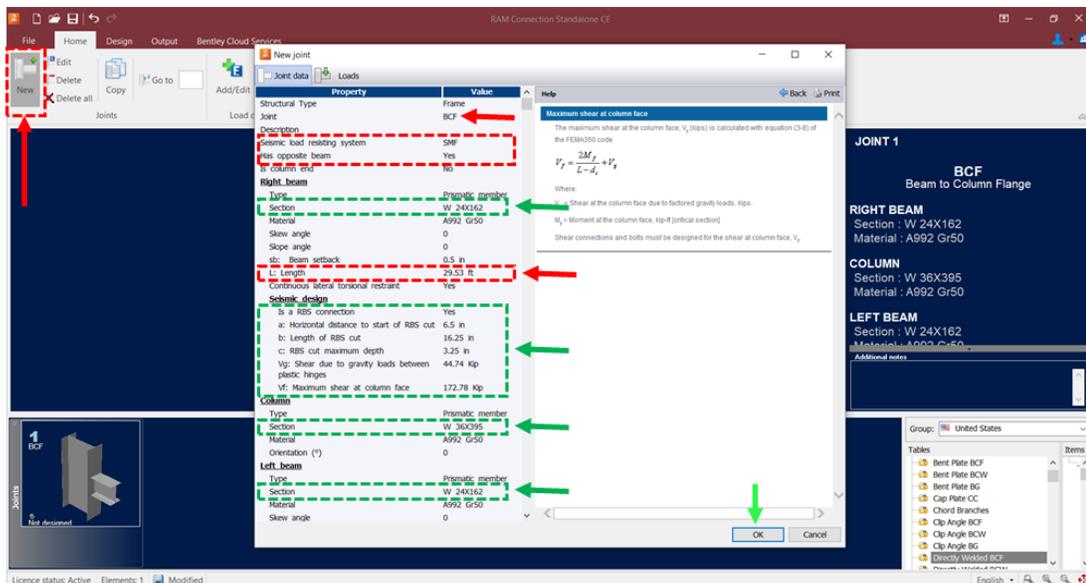


Figura 99. Definición geométrica de la conexión

Se selecciona la pestaña “Loads” para asignar las cargas actuantes al rostro de la columna de corte y momento. Dado que para el proceso de análisis de la conexión precalificada RBS se evalúa para una carga sísmica que produce la plastificación de la sección reducida. Se ingresa la carga de corte y momento al rostro de la columna obtenida del análisis manual en la categoría de carga sísmica. Como se observó el proceso de diseño de la conexión RBS, la carga sísmica que actúa en la articulación plástica 1 posee la dirección opuesta que el corte actuante en la articulación plástica 2 de la misma viga. Es por ello que las cargas al rostro de la columna para la misma viga son de diferente magnitud al realizar la superposición.

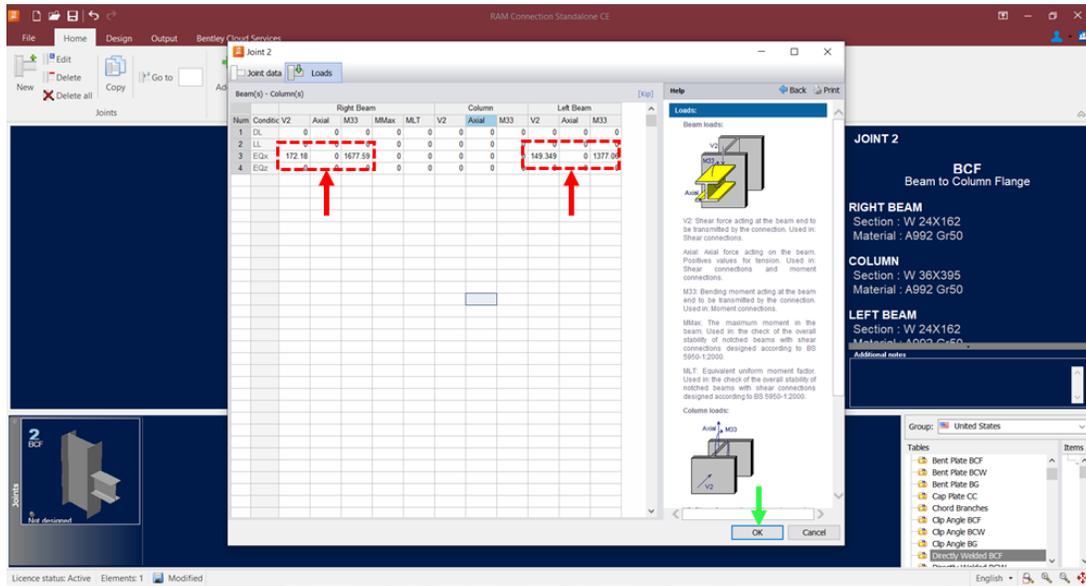


Figura 100. Asignación de carga sísmica

4. Establecer medio de conexión. Como se leyó en la norma ASIC 358-16 la conexión precalificada RBS estará unida a la columna mediante soldadura de penetración completa en los patines para resistir el momento y soldadura de penetración completa en el alma de la viga para soportar el corte. Para asignar la soldadura de los patines se debe ir a la pestaña de “Design” y se selecciona la opción “Assign” la cual desplegará un menú, en el cual se seleccionará la opción “Smart Connection” y se escoge “Smart DW”.

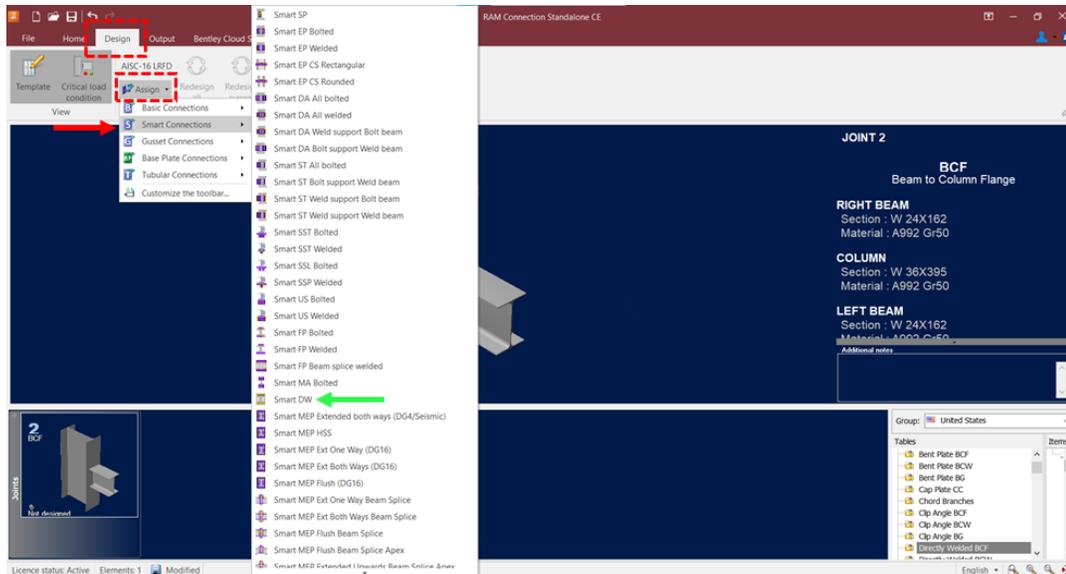


Figura 101. Asignación de soldadura de penetración completa

Lamentablemente RAM CONNECTION no posee la opción de asignar soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga con el patín de la columna. De modo que el modelo de la conexión finaliza quedando de la siguiente manera.

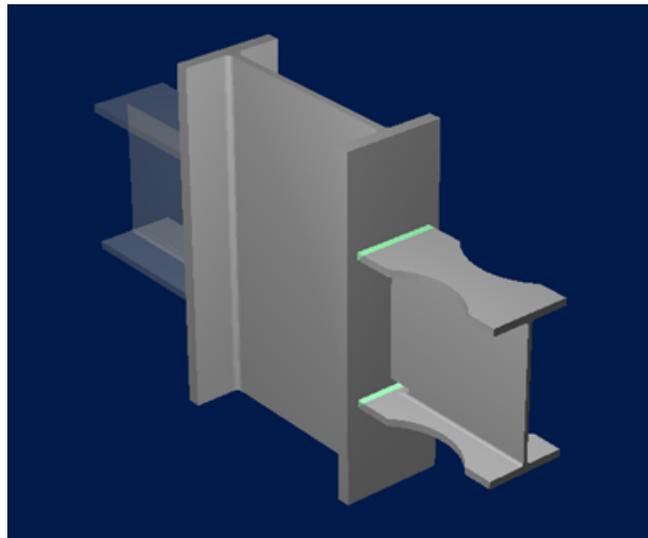


Figura 102. Modelo 3D de la conexión en RAM CONNECTION

5. **Resultados de RAM CONNECTION..** Al hacer doble clic sobre el modelo tridimensional se desplegará una nueva ventana con otras opciones para modificar la conexión mostradas en la figura a continuación. Como primer punto se deberá habilitar la opción que indica que se consideró la estabilidad del marco.

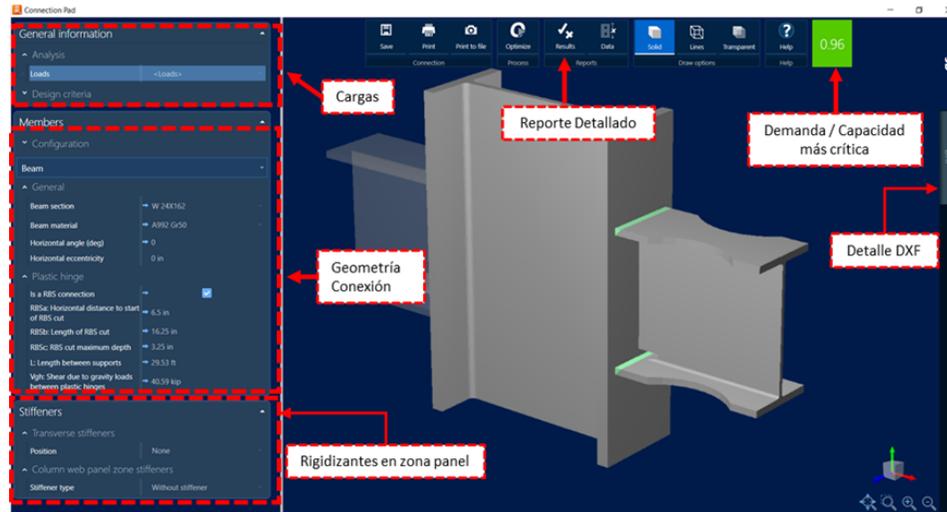


Figura 103. Interfaz del programa

Si se selecciona la de “Results” se desplegará un reporte detallado de la conexión donde se muestra los criterios evaluados por el software RAM CONNECTION. Para cada criterio está la columna que muestra magnitud de la demanda de carga, la magnitud de la capacidad y la referencia de la norma. Para la conexión RBS RAM CONNECTION evalúa la geometría propuesta, la zona panel y los efectos sobre la viga tras realizar el corte circular en los patines.

GEOMETRIC CONSIDERATIONS						
Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
Support						
Thickness	[in]	2.20	2.17	--	✓	AISC 358-05 Sec. 2.4.4
SEISMIC PREQUALIFICATION REQUIREMENTS (ANSI/AISC 358-16)						
Beam						
Beam weight	[Kip/ft]	0.16	--	0.30	✓	
Reduced beam section (RBS)						
Horizontal distance to start of RBS cut (a)	[in]	6.50	6.50	9.75	✓	
Length of RBS cut (b)	[in]	16.25	16.25	21.25	✓	
Length of RBS cut (b)	[in]	3.25	1.30	3.25	✓	

Figura 104. Revisión geométrica

Se puede observar que la geometría propuesta es validada por RAM CONNECTION ya que este software considera lo estipulado por la norma AISC 358-05 cuyos requisitos geométricos son similares a los de la norma AISC 358-16 en cuanto a la magnitud de “a”, “b” y “c”. Sin embargo, a continuación, se muestra el análisis de la zona panel el cual obtuvo valores relativamente más altos a los desarrollados en el cálculo manual. En la columna de capacidad se obtuvieron magnitudes iguales a las calculadas en el proceso de diseño manual sin embargo en cuanto a la demanda las magnitudes fueron valores más altos en comparación a los tomados para el diseño manual. Esta diferencia se debe a que RAM CONNECTION realizó un cálculo distinto para integrar la carga sobre los patines y alma de la columna.

DESIGN CHECK Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Compression buckling of the web	[Kip]	1471.34	694.87	EQx	0.47	Eq. J10-8
Panel web shear	[Kip]	1698.16	1638.09	DL	0.96	Sec. J10-6, Eq. J10-11
Support - left side						
Bottom local flange bending	[Kip]	1361.25	694.87	EQx	0.51	Eq. J10-1
Local web yielding	[Kip]	1035.17	694.87	EQx	0.67	Eq. J10-2
Top web bearing	[Kip]	1500.90	694.87	EQx	0.46	Eq. J10-4
Support - right side						
Bottom local flange bending	[Kip]	1361.25	846.56	EQx	0.62	Eq. J10-1
Local web yielding	[Kip]	1035.17	846.56	EQx	0.82	Eq. J10-2
Top web bearing	[Kip]	1500.90	846.56	EQx	0.56	Eq. J10-4

Similar

Difiere

Demanda / Capacidad

Figura 105. Revisión de zona panel

Concepto:	Método manual	BENTLEY RAM CONNECTION
Fórmula aplicada	$P = \frac{0.85 \cdot M_{cc}}{d_v - t_{f_v}}$	$P = \frac{M_{cc}}{d_v - t_{f_v}}$
Sustituyendo valores	$P := \frac{0.85 \cdot 1677.59 \text{ kip} \cdot \text{ft}}{25 \text{ in} - 1.22 \text{ in}} = 719.57 \text{ kip}$	$P := \frac{1677.59 \text{ kip} \cdot \text{ft}}{25 \text{ in} - 1.22 \text{ in}} = 846.56 \text{ kip}$
Justificación	En el apartado E.3.6f de AISC 314-16 la norma indica que se puede utilizar la fórmula mencionada cuando existe soldadura para conectar el alma de la viga y los patines de la columna.	Dado que RAM CONNECTION no posee la opción de conectar el alma de la viga con los patines de la columna mediante soldadura de penetración completa no aplica la reducción que AISC 341-16 determina

Cuadro 42

Diferencia carga puntual sobre patines de columna

Concepto:	Método manual	BENTLEY RAM CONNECTION
Fórmula	$V = \frac{M_{cc1} + M_{cc2}}{d_v - t_{f_v}} - V_c$	$V = \frac{M_{cc1} + M_{cc1}}{d_v - t_{f_v}}$
Sustituyendo valores	$\frac{1677.594 \text{ kip} \cdot \text{ft} + 1377.055 \text{ kip} \cdot \text{ft}}{25 \text{ in} - 1.22 \text{ in}} - 186.21 \text{ kip}$	$\frac{1677.594 \text{ kip} \cdot \text{ft} + 1677.594 \text{ kip} \cdot \text{ft}}{25 \text{ in} - 1.22 \text{ in}}$
Resultado	1355.244 kip	1693.114 kip
Justificación	El corte actuante sobre la columna se obtiene de la sumatoria de momentos producidos por la viga 1 y viga 2 conectadas al nodo además AISC 360-16 permite reducir la magnitud de este cortante mediante la resta del corte producido por las columnas	RAM CONNECTION toma la mayor magnitud de momentos conectados al nodo y la duplica como si esta misma magnitud actuara en a la viga opuesta. Además, no resta el cortante producido por las columnas

Cuadro 43

Diferencia carga de corte sobre el alma

En el último rubro del reporte se indica el análisis sísmico de la conexión en donde se evalúa los efectos de flexión tras realizar el corte y la integración de cargas. Los resultados mostrados a continuación concuerdan con los resultados obtenidos en el proceso de diseño

manual de la conexión RBS dado que se obtuvo la misma relación de flexión siendo esta del 78 % al igual que la magnitud del momento probable y momento al rostro de la columna.

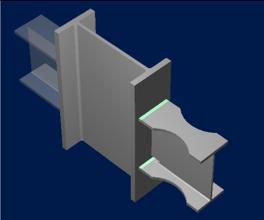
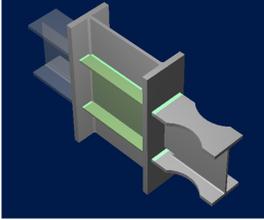
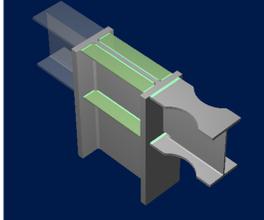
Seismic forces						
Mf vs. Mpe at column face	[Kip*ft]	2145.00	1672.54	DL	0.78	AISC 358 Eq. 5.8-7, AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1,
Mpr: Probable peak plastic hinge moment	[Kip*ft]	1472.80				AISC 358-05 Eq. 5.8-6
Mc: Maximum probable moment at column centerline	[Kip*ft]	1934.76				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Vp: Plastic hinge shear force	[Kip]	163.89				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mf: Maximum probable moment at column face	[Kip*ft]	1672.54				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
Global critical strength ratio		0.96				Criterio más crítico de los evaluados

NOTES
CJP groove welds are required for the beam web to column connection, Sec. 5.6 (a) of AISC 358

Considerar soldadura a corte tipo CPJ

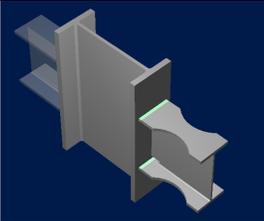
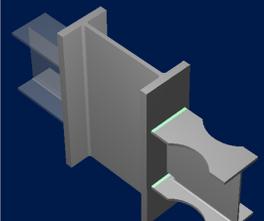
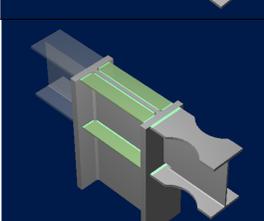
Figura 106. Análisis sísmico de la conexión

Se observa que el criterio más crítico de la conexión fue de un 96 % de su capacidad, siendo este la revisión de corte de la zona panel. Siendo este el mismo criterio más crítico para el proceso manual, con la diferencia de que la relación demanda sobre capacidad fue del 79.8 %. Cabe mencionar que a pesar de que RAM CONNECTION no permite asignar la soldadura de penetración completa entre el alma de la viga y los patines del marco de la columna, el reporte indica que se debe considerar mediante una nota al final. En el cuadro a continuación se muestran los resultados del resto de conexiones RBS evaluadas en el software nótese que hay diferencias en comparación de los resultados del cálculo manual.

Conexión	Detalle 3D	Refuerzo zona panel Placas de continuidad	Doublers
RBS SMF X N1 Columna W36X395 Vigas W24X162		No requiere	No requiere
RBS SMF X N2 Columna W33X354 Vigas W21X166		Si requiere por requisito geométrico de AISC 358-05 el cual fue removido en AISC 358-16. Placas de acero A36 de 3/4" de espesor con soldadura de penetración completa	Si requiere por demanda de corte sobre la zona panel Placa de acero A36 de 5/8 de espesor con soldadura tipo filete de 3/16"
RBS SMF X N3 Columna W27X307 Vigas W18X97		Si requiere por demanda de carga puntual sobre el patín de la columna Placas de acero A36 de 1/2" de espesor con soldadura de penetración completa	No requiere

Cuadro 44

Resultado de conexiones RBS en RAM CONNECTION sistema SMF X

Conexión	Foto	Refuerzo zona Panel Placas de continuidad	Doublers
RBS SMF Y N1 Columna W36X395 Vigas W24X162		No requiere	No requiere
RBS SMF X N2 Columna W30X357 Vigas W21X111		No Requiere	No requiere
RBS SMF X N3 Columna W27X307 Vigas W18X97		Si requiere por demanda de carga puntual sobre el patín de la columna Placas de acero A36 de 1/2" de espesor con soldadura de penetración completa	No requiere

Cuadro 45

Resultado de conexiones RBS en RAM CONNECTION sistema SMF Y

En el siguiente cuadro se muestran las diferencias entre RAM CONNECTION y el cálculo manual, en relación con las solicitaciones de momento al rostro de la columna tras realizar el corte en los patines con la misma geometría de “a”, “b” y “c” definida. RAM CONNECTION presentó resultados a los cálculos manuales realizados.

Relación demanda vs capacidad momento al rostro de la columna		
Conexión	Cálculo manual	RAM CONNECTION
RBS SMF X Nivel 1	0.782	0.78
RBS SMF X Nivel 2	0.783	0.78
RBS SMF X Nivel 3	0.746	0.75
RBS SMF Y Nivel 1	0.786	0.78
RBS SMF Y Nivel 2	0.804	0.79
RBS SMF Y Nivel 3	0.764	0.76

Cuadro 46

Diferencia RAM CONNECTION vs cálculo manual (viga)

A continuación, se presentan la comparativa de resultados en la zona panel entre ambos métodos de cálculo.

Relación demanda vs capacidad esfuerzos en zona panel			
Conexión	Criterio	Manual	RAM CONNECTION
RBS SMF X Nivel 1	Pandeo local en patines de columna AISC 360-16 (J10.1)	0.529	0.51
	Cedencia plástica de la columna AISC 360-16 (J10.2)	0.695	0.67
	Aplastamiento del alma de la columna AISC 360-16 (J10.3)	0.479	0.46
	Corte en zona panel AISC 360-16 (J10.6)	0.798	0.96
RBS SMF X Nivel 2	Pandeo local en patines de columna AISC 360-16 (J10.1)	0.609	0.60
	Cedencia plástica de la columna AISC 360-16 (J10.2)	0.818	0.80
	Aplastamiento del alma de la columna AISC 360-16 (J10.3)	0.547	0.54
	Corte en zona panel AISC 360-16 (J10.6)	0.947	1.12
RBS SMF X Nivel 3	Pandeo local en patines de columna AISC 360-16 (J10.1)	0.676	0.8
	Cedencia plástica de la columna AISC 360-16 (J10.2)	0.887	1.04
	Aplastamiento del alma de la columna AISC 360-16 (J10.3)	0.614	0.72
	Corte en zona panel AISC 360-16 (J10.6)	0.618	0.94
RBS SMF Y Nivel 1	Pandeo local en patines de columna AISC 360-16 (J10.1)	0.531	0.62
	Cedencia plástica de la columna AISC 360-16 (J10.2)	0.698	0.82
	Aplastamiento del alma de la columna AISC 360-16 (J10.3)	0.482	0.57
	Corte en zona panel AISC 360-16 (J10.6)	0.79	0.96
RBS SMF Y Nivel 2	Pandeo local en patines de columna AISC 360-16 (J10.1)	0.36	0.42
	Cedencia plástica de la columna AISC 360-16 (J10.2)	0.512	0.60
	Aplastamiento del alma de la columna AISC 360-16 (J10.3)	0.33	0.39
	Corte en zona panel AISC 360-16 (J10.6)	0.612	0.94
RBS SMF Y Nivel 3	Pandeo local en patines de columna AISC 360-16 (J10.1)	0.692	0.68
	Cedencia plástica de la columna AISC 360-16 (J10.2)	0.909	1.07
	Aplastamiento del alma de la columna AISC 360-16 (J10.3)	0.629	0.74
	Corte en zona panel AISC 360-16 (J10.6)	0.611	0.73

Cuadro 47

Diferencia RAM CONNECTION vs cálculo manual (zona panel)

U. Diseño en RAM CONNECTION de placa de corte

Nuevamente se utilizó el software de RAM CONNECTION para modelar y evaluar la placa de corte para unir la viga a la columna en su etapa constructiva. Dado que esta conexión está diseñada para cargas gravitacionales constructivas, se evaluó la misma geometría de la conexión para otras magnitudes de carga.

1. Cargas de diseño. Dado que es un elemento sujeto a carga gravitacional viva y muerta se definen las combinaciones de carga pertinentes para estos elementos. Para ello se debe ir a la pestaña “Home” y se pulsará el botón “Add/Edit”. Al desplegarse la ventana se agrega la carga viva representada como “LL” y en el cuadro inferior se asignarán las combinaciones de carga mediante colocar un nombre de identificador en la primera columna. En la 2da y 3era columna se ingresarán los factores de mayoración de carga gravitacional LRFD definidas en la sección 2.3 de la norma ASCE 7-16.

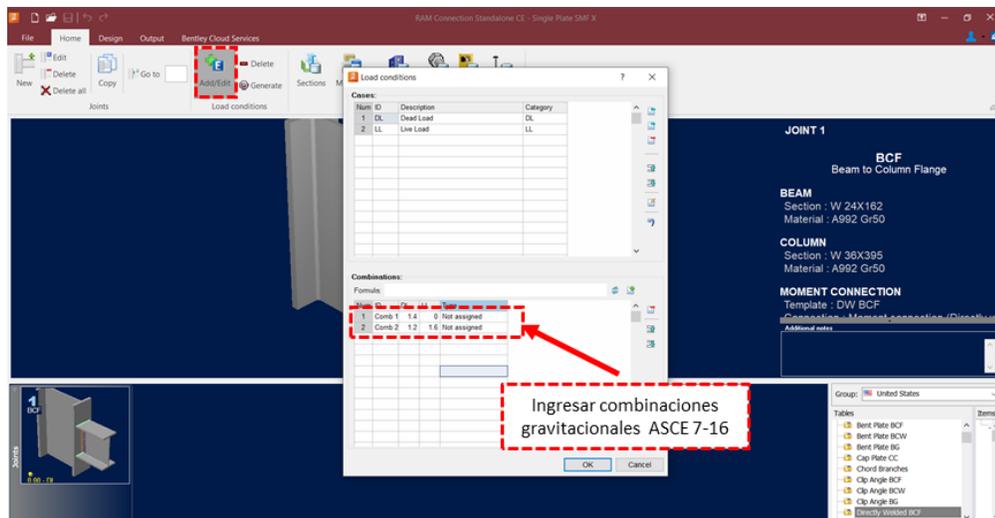


Figura 107. Definición de combinaciones de carga gravitacional

2. Definición de elementos a conectar. Para modelar la conexión se pulsa el botón “New” y se selecciona “BCF” en los parámetros geométricos se ingresa la misma geometría y perfiles definidos en el modelado de la conexión RBS. Dado que esta no es una conexión sísmica el corte en los patines es opcional de modo que no afectará el desempeño de la placa.

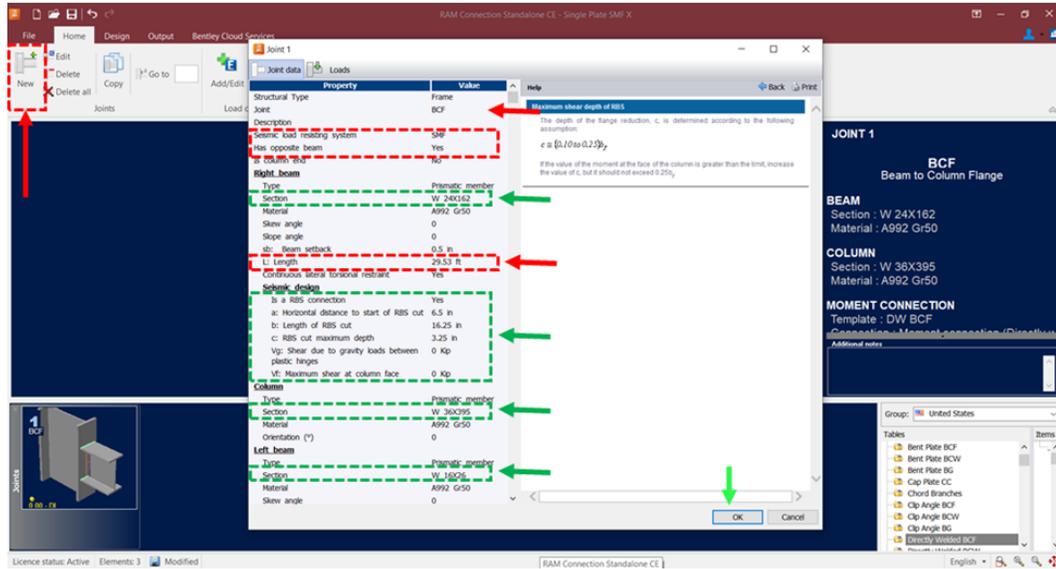


Figura 108. Definición geométrica de los elementos a conectar

En la pestaña de “Loads” se asignarán las cargas de diseño de corte obtenidas de la integración de la carga muerta y una carga viva definida 300 kgf/m2.

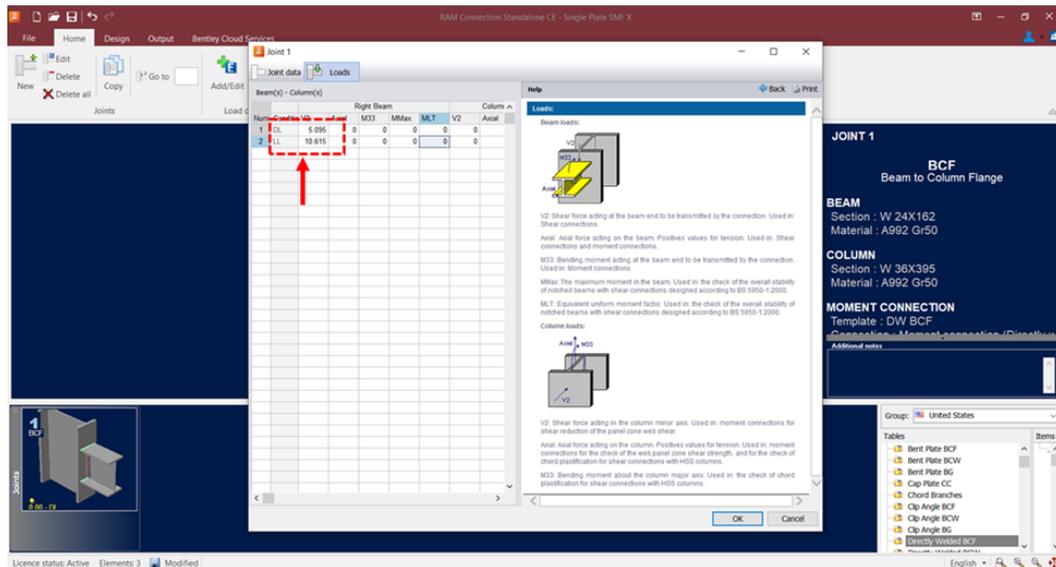


Figura 109. Reacciones de corte sobre la conexión

3. Modelado de la conexión. Para asignar la placa de corte se deberá ir a la pestaña “Design” y se pulsará el botón “Assign” el cual desplegará un menú en la categoría “Smart

Connections” se pulsará la opción “Smart SP”.

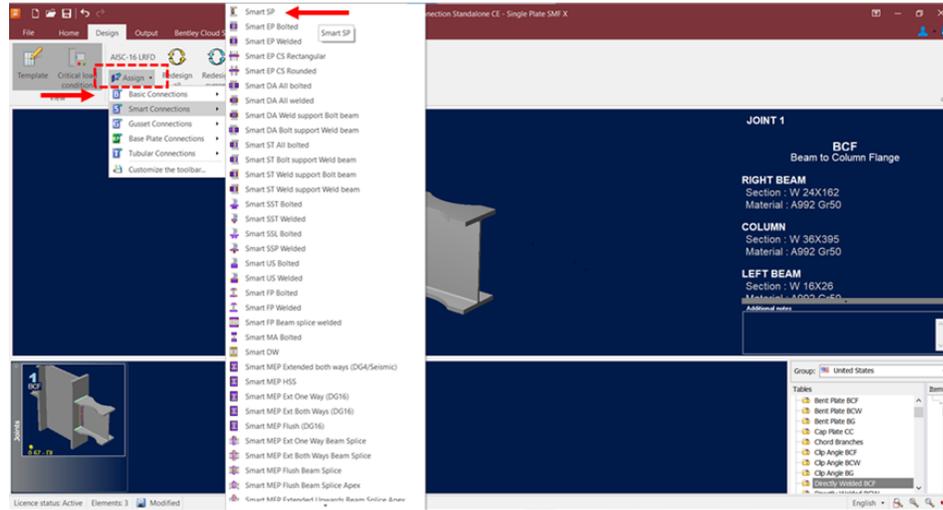


Figura 110. Selección de placa de corte

Como se observa en la figura a continuación RAM CONNECTION asigna una placa de corte de 4 pernos con una notable diferencia geométrica a la realizada en el procedimiento manual. Para modificar la geometría de la placa de corte se hace doble clic sobre el modelo 3D el cual desplegará una ventana nueva.

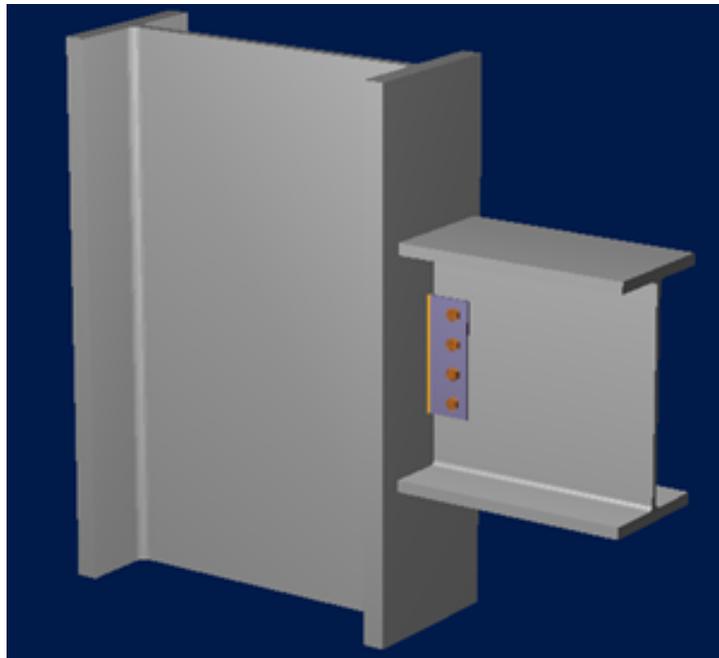


Figura 111. Modelo 3D de la conexión

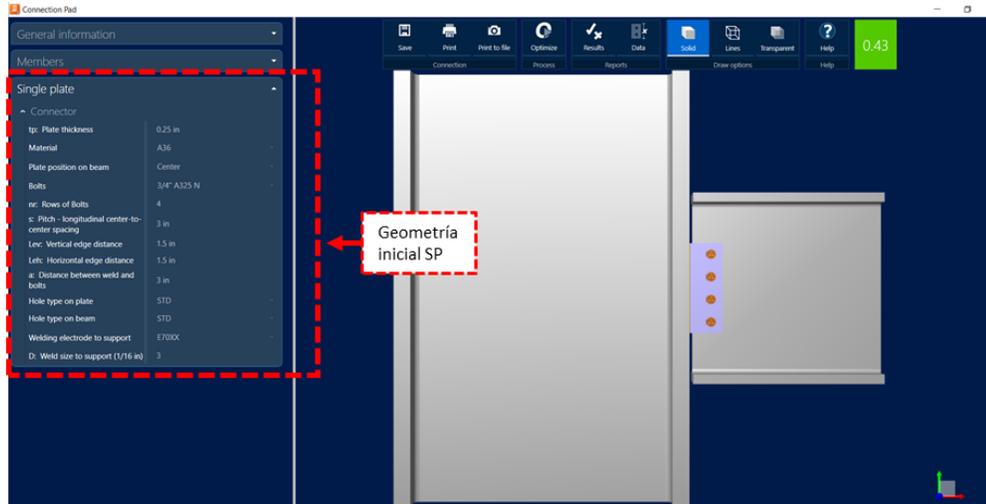


Figura 112. Modificación de parámetros geométricos

Como se mencionó en la sección del cálculo manual de la placa de corte AISC 358-16 establece ciertos requisitos geométricos para la placa de corte los cuales son que se deben extender desde los agujeros para soldadura de momento y que el espesor deberá ser como mínimo 3/8 de pulgada. Además, se definió en el cálculo manual colocar 3 pernos de 3/4". De modo que se modificaron los valores geométricos para que el diseño concordara con el cálculo manual.

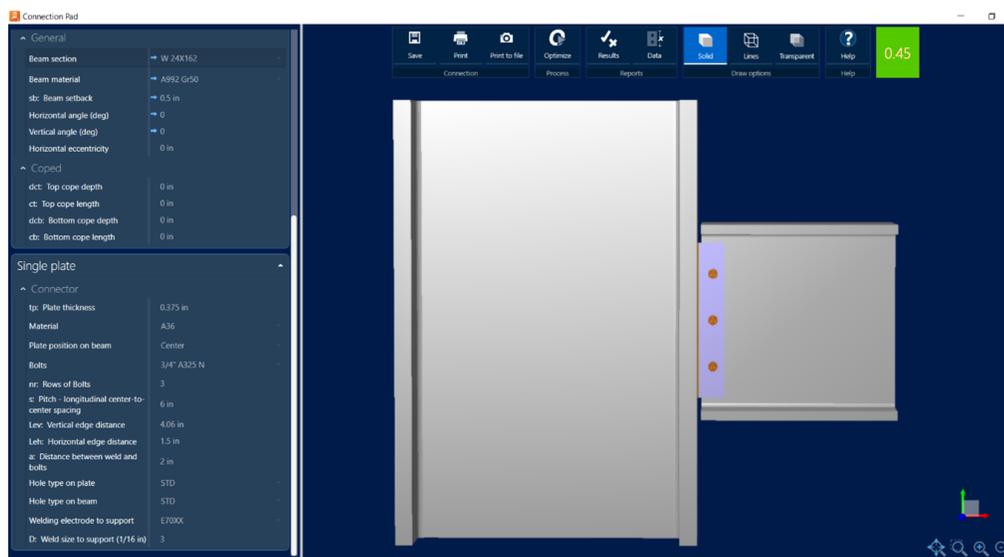


Figura 113. Geometría final de placa de corte

4. Resultados de placa de corte. Al aplicar el botón de resultados RAM CONNECTION desplegará su relación de demanda vs capacidad en los diversos modos de falla de la conexión.

DESIGN CHECK Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Shear plate						
Bolts shear	[Kip]	51.60	23.10	C2	0.45	Tables (7-1..14)
Bolt bearing under shear load	[Kip]	84.65	23.10	C2	0.27	p. 7-18, Sec. J3.10
Shear yielding	[Kip]	162.97	23.10	C2	0.14	Eq. J4-3
Shear rupture	[Kip]	171.23	23.10	C2	0.13	Eq. J4-4
Block shear	[Kip]	114.90	23.10	C2	0.20	Eq. J4-5
Plate (support side)						
Weld capacity	[Kip]	168.06	23.10	C2	0.14	Tables 8-4 .. 8-11
Beam						
Bolt bearing under shear load	[Kip]	178.34	23.10	C2	0.13	p. 7-18, Sec. J3.10
Support						
Shear yielding	[Kip]	528.75	23.10	C2	0.04	Eq. J4-3
Welds rupture	[Kip/ft]	1029.60	9.18	C2	0.01	p. 9-5
Global critical strength ratio					0.45	

Demanda / Capacidad

Figura 114. Análisis placa de corte RAM CONNECTION

Nótese que la condición más crítica para la placa de corte fue el cortante sobre los pernos, sin embargo, todos los criterios evaluados en RAM CONNECTION validan el diseño de la conexión a corte.

Criterio	Calculo manual	RAM CONNECTION
Resistencia al corte del grupo de pernos	0.439	0.45
Resistencia al alargamiento de los agujeros	0.268	0.27
Cedencia de la placa	0.142	0.14
Ruptura de la placa	0.135	0.13
Bloque de corte	0.201	0.20
Ruptura de la soldadura	0.137	0.14

Cuadro 48

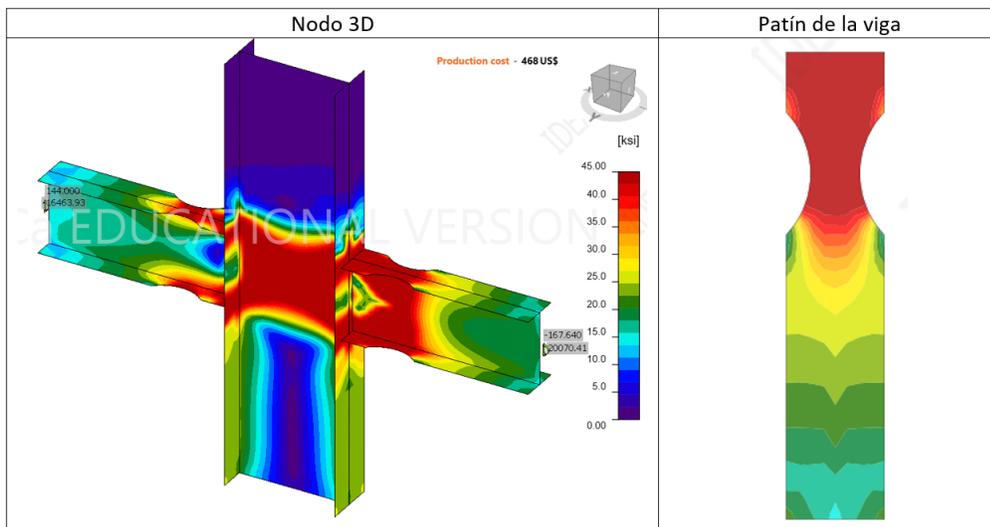
Diferencia RAM CONNECTION vs cálculo manual (placa de corte)

Se pudo observar que el cálculo manual y los desarrollados por RAM CONNECTION dieron resultados similares.

V. Análisis mediante software de elementos finitos

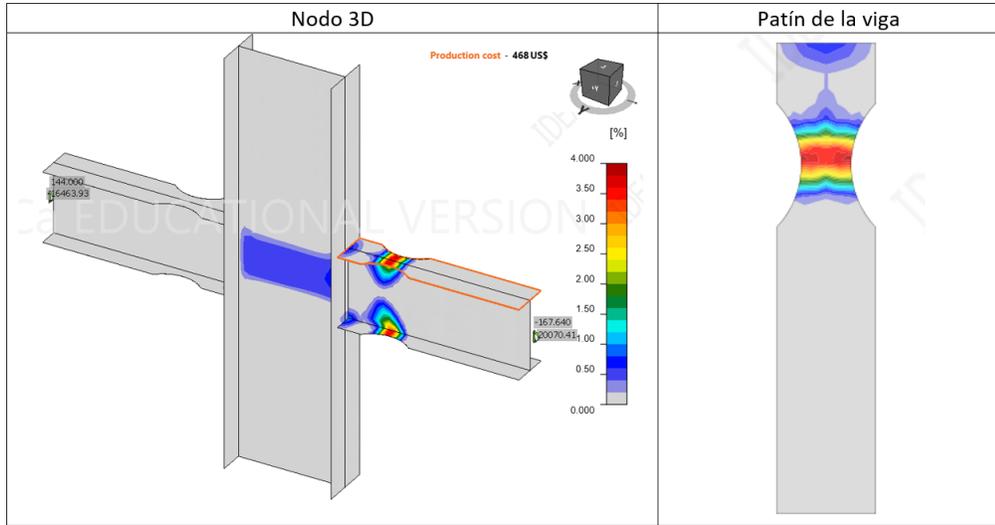
Existe otro software llamado IDEA STATICA relacionado al diseño de conexiones de acero, este posee la ventaja sobre RAM CONNECTION de permitir realizar un análisis mediante elementos finitos para representar la concentración de esfuerzos elásticos o inelásticos en la conexión. IDEA STATICA permite realizar un modelado más independiente en los elementos de la conexión posee como desventaja no considerar las normativas sísmicas como AISC 341-16 y AISC 358-16 razón por la cual no se evaluaron los elementos con el reporte generado.

Sin embargo, se aprovechó su capacidad de elementos finitos para representar el comportamiento de la conexión RBS del sistema SMF X del nivel 1



Cuadro 49
Análisis elástico de la conexión

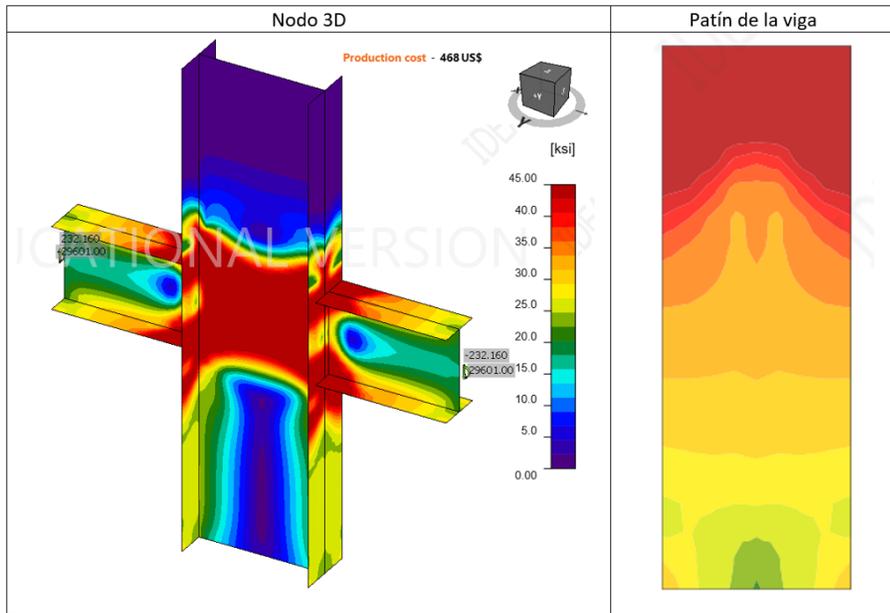
El análisis elástico muestra la mayor concentración de esfuerzos elásticos en la zona donde se redujo la sección de la viga y en la zona panel.



Cuadro 50
Representación de deformaciones plásticas

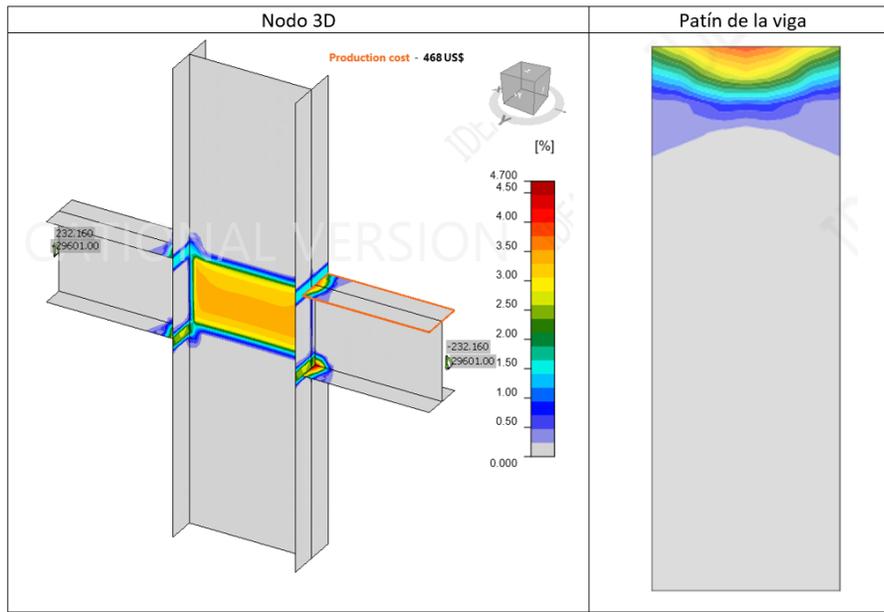
El análisis plástico muestra que se forma la articulación plástica en los patines de la viga en su sección reducida. Esta plastificación parte de los extremos hasta llegar al eje neutro. Adicionalmente se observan esfuerzos plásticos en la zona panel como en la unión viga-columna. Sin embargo, estos son de menor magnitud por lo que la sección reducida permite que la viga sea el elemento fusible.

Adicionalmente se evaluaron los mismos perfiles con la misma soldadura de penetración completa para conectar patines y alma de la viga hacia la columna con la diferencia de que no se realizó la reducción de la sección de la viga. De modo que un sistema SMF sin la conexión RBS se comportará de la siguiente forma.



Cuadro 51
Análisis elástico de la conexión

Si el sistema no posee conexiones precalificadas RBS se tendrá la mayor parte de la concentración de esfuerzos en la zona panel del sistema SMF desconcentrando los esfuerzos de la viga. Sin embargo liberar la viga de esfuerzos produce que se produzca la plastificación en la zona panel como también en la conexión viga-columna tal como se muestra en las siguientes imágenes. Esta situación ejemplificada fue lo que sucedió en el terremoto de Northridge.



Cuadro 52

Representación de deformaciones plásticas sin conexiones RBS

W. Modelado de familias paramétricas en REVIT

Con el fin de implementar la metodología BIM Se procedió a realizar el modelado de familias en el software REVIT, de categoría viga estructural con la conexión precalificada RBS, cuya geometría es paramétrica capaz de ser editada por el usuario. Adicionalmente las familias generadas tendrán la capacidad de revisar que la geometría propuesta por el usuario cumpla con los lineamientos geométricos establecidos en la AISC 358-16.

Adicionalmente el usuario podrá escoger si desea aplicar una placa de corte a la conexión precalificada y podrá definir la geometría de esta. Se tendrá la opción de mostrar la simbología para las soldaduras de penetración completa en el perfil, para facilitar el detallado estructural.

1. Modelado del Perfil W. El punto de partida para esta fase fue la creación de una familia, seleccionando la plantilla de “Structural Framing” la cual es funcional para el modelado de vigas y riostras. Seguido a ello se procedió modelar la viga en la pestaña “Create” seleccionando la opción “Sweep”.

Este proceso de modelado se compone por un perfil y una línea de recorrido, se inicio trazando la línea de recorrido en la vista Frontal la cual inicia en el segundo plano de referencia y termina en el penúltimo plano de referencia establecidos por la plantilla de las familias de vigas. Esto se realizó de esta forma para que la extrusión del perfil este acorde a la longitud de la viga, al momento de cargar la familia en un proyecto

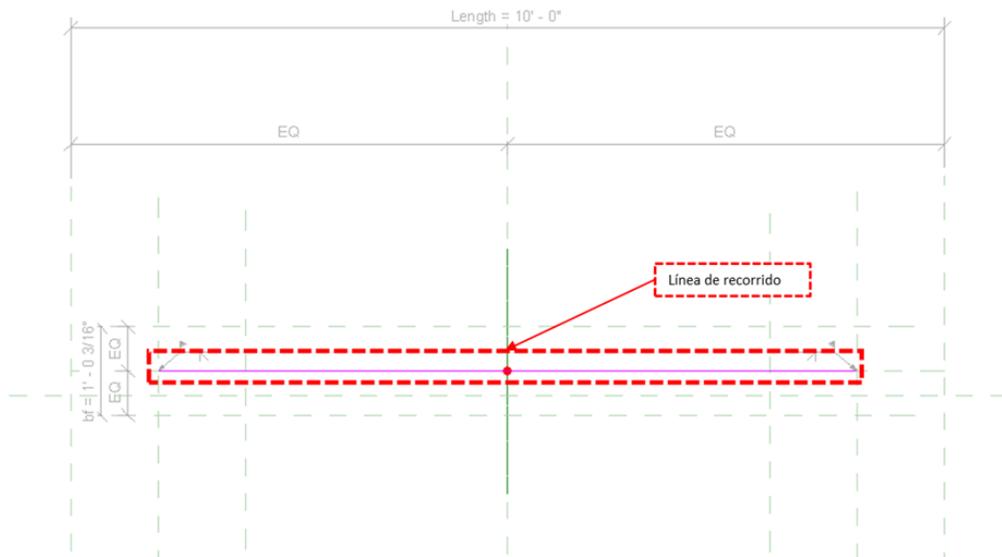


Figura 115. Línea de recorrido

Seguido a esto se elaboro un dibujo de la sección transversal de un perfil típico “W”, esto se realizó en una vista perpendicular a la del recorrido. Se definió el material del cual esta elaborada la viga siendo para este caso Acero A992.

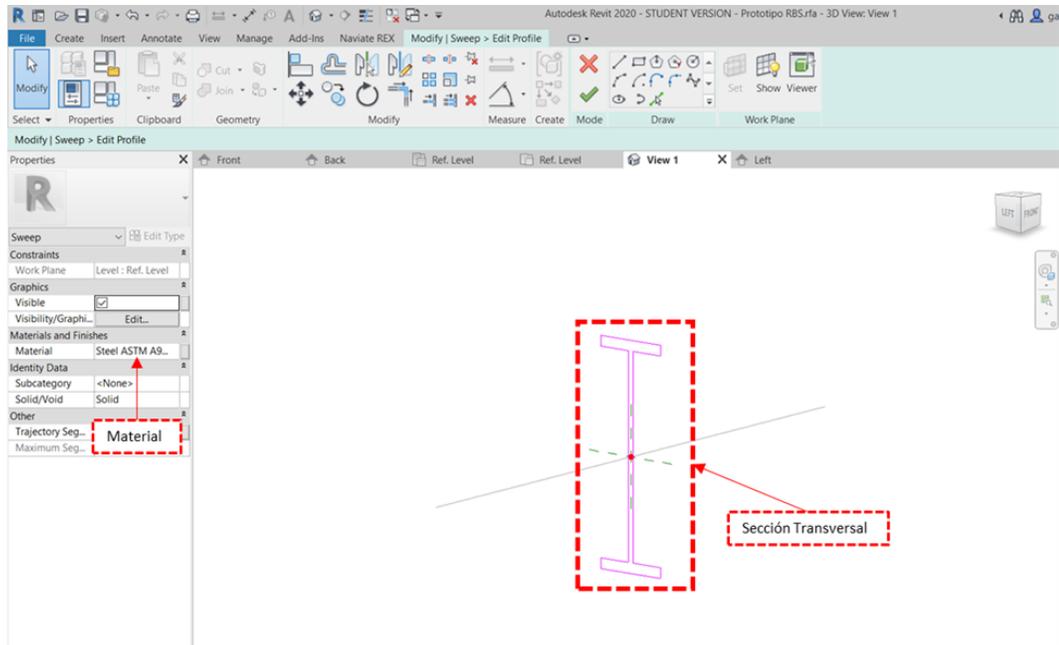


Figura 116. Sección transversal y material del perfil

Una vez terminado el proceso de modelado se pulsa la opción de finalizar “Sweep” dando como resultado una viga tipo W

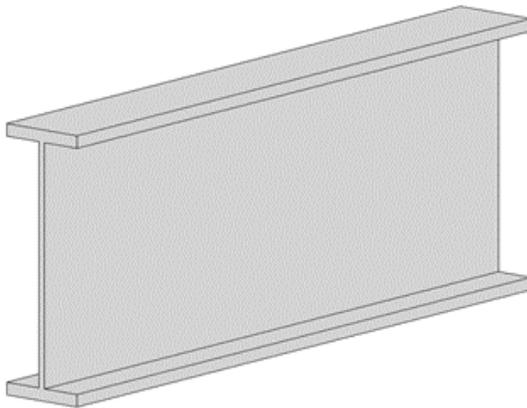


Figura 117. Modelo de viga típica W

2. Parametrizando el perfil W. AISC define una amplia variedad de tipos de perfiles variando la geometría de su peralte, ancho, espesor de alma y espesor de patines. De modo que para que las familias estén acorde a estos lineamientos se procedió a parametrizar la geometría de la sección transversal del perfil para crear toda esta variedad de perfiles que cumplen con los lineamientos de compacidad sísmica definida en AISC 341-16 y perfiles válidos para utilizar la conexión precalificada RBS indicados en el AISC 358-16.

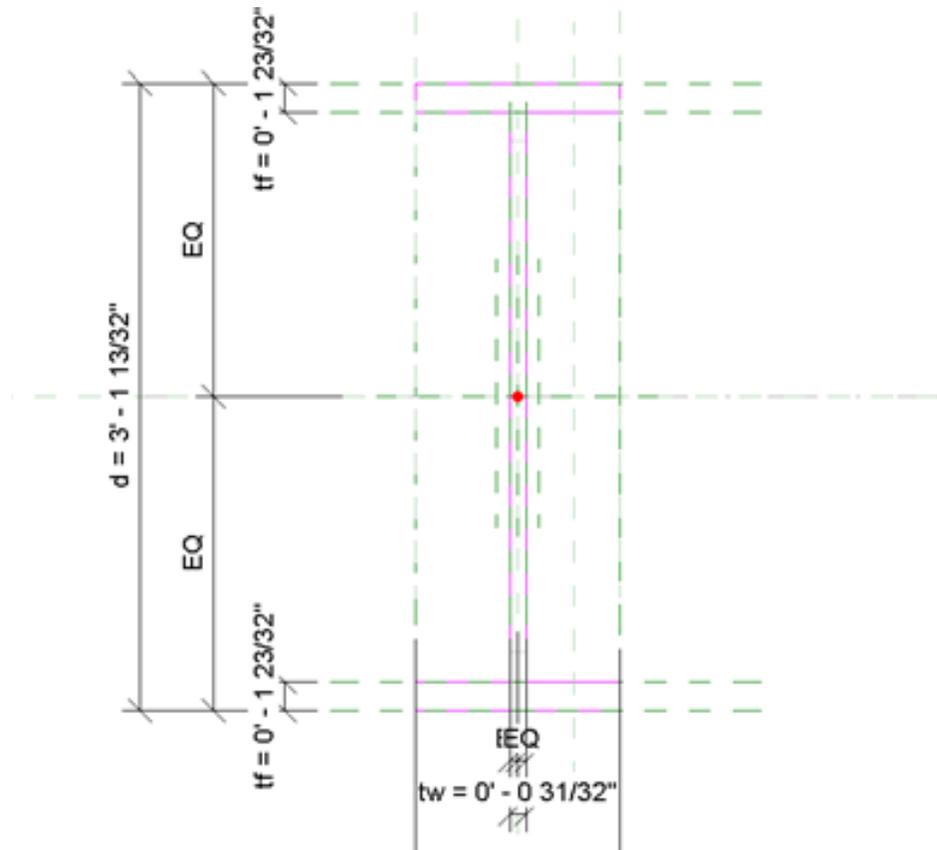


Figura 118. Planos de referencia parametrizados

Para ello se editó el perfil del modelo y se dispusieron varios planos de referencia. Estos planos de referencia poseen cotas a las cuales se les asignó el parámetro de longitud y también se asignaron cotas para que el elemento cambie su geometría de manera simétrica, siendo estas las cotas con las letras EQ. Se alinearon los bordes que definen el perfil a los planos de referencia de modo que al alterar la magnitud definida para el parámetro, tanto los planos de referencia como la geometría del modelo se altere.

En la tabla de propiedades de la familia será posible definir los valores de los parámetros geométricos del perfil. REVIT nos da la opción de crear diversos tipos de familia, las cuales pueden variar en geometría, material, pero se condensan en la misma familia. Por lo que editando los parámetros geométricos se pudo crear los perfiles válidos a utilizar con conexiones precalificadas con dimensiones acorde a lo establecido por el AISC.

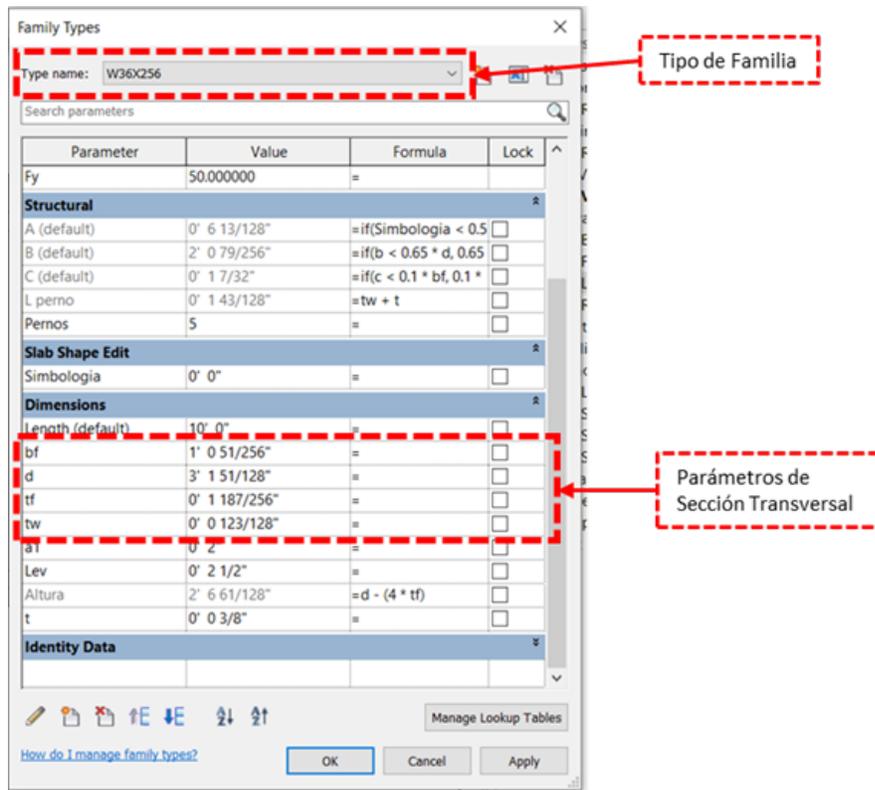


Figura 119. Control de parámetros geométricos de la viga

3. Parametrización del corte RBS. Seguido a esto se modelo la geometría del corte en los patines para la conexión precalificada RBS, definida según el AISC 358-16 por las variables “a”, “b” y “c”. Para ello se procedió a ir la pestaña de “Create” y se selección dentro de las opciones “Void Forms” la opción “Void Extrusion”.

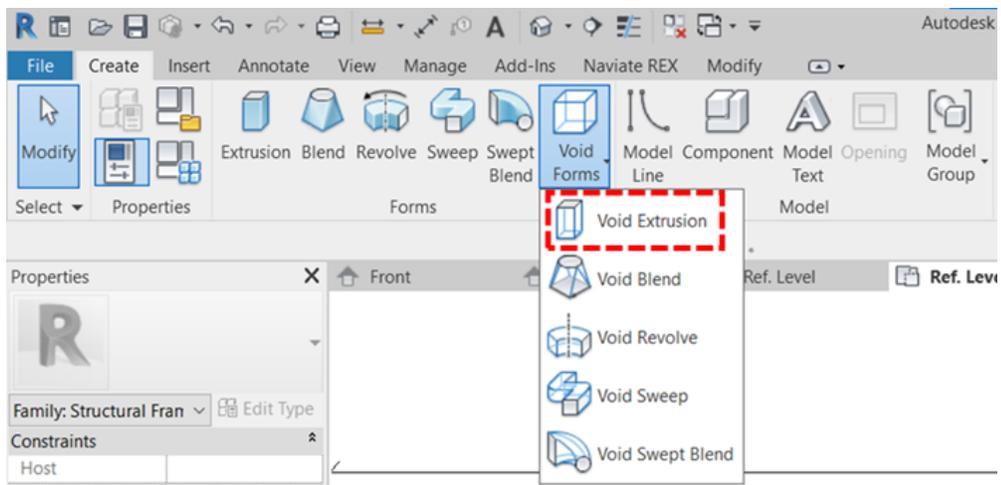


Figura 120. Modelado de elementos vacíos

Se dibujo en planta la geometría del corte la cual consiste en un arco y una línea, sobre las mismas líneas que definen el objeto se aplicaron cotas con parámetros de longitud “A”, “B” y “C” siendo estos los que controlarán la geometría del corte igual que en el AISC 358-16. Se realizó este procedimiento para cada una de las esquinas de la viga.

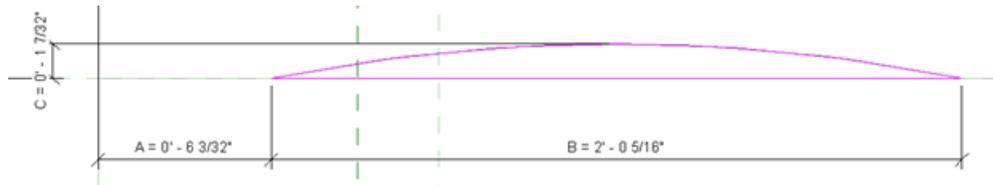


Figura 121. Parámetros del corte circular

Este tipo de modelo genera una extrusión vacía que corta todo elemento que se intersece con ella, para este caso fue necesario que estos elementos atraviesarán ambos patines de la viga. Por lo que se estableció que el inicio de la extrusión sería en el patín inferior y el parámetro de la altura de la extrusión se vinculó a la altura del perfil definida por el parámetro “d”.

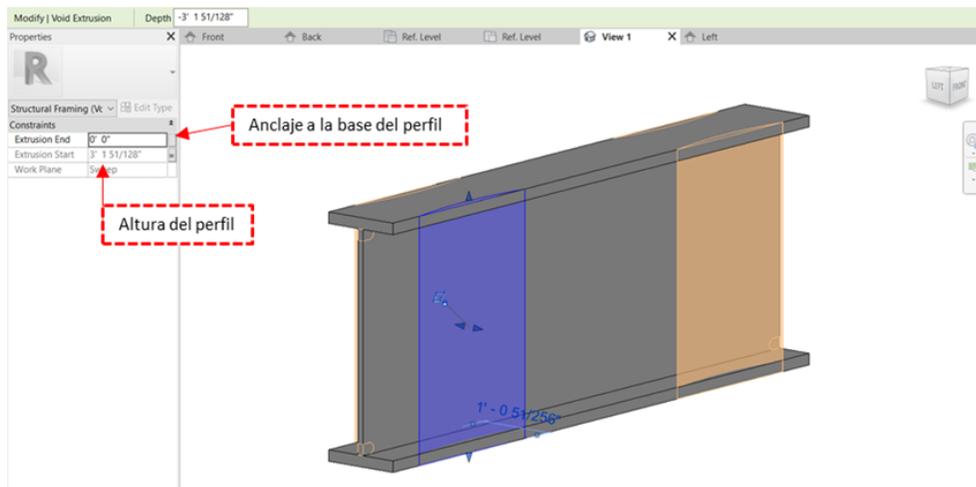


Figura 122. Altura de la extrusión para el corte

Las extrusiones vacías también funcionaron para generar los agujeros de acceso a las soldaduras, los cuales son necesarios para facilitar las soldaduras penetración completa necesaria en los patines del perfil. Para ello se realizó nuevamente una extrusión vacía la cual se limita a cruzar el alma del perfil, la geometría del agujero de acceso se definió tomando en consideración lo establecido por el AISC 360-16 donde indica que la altura del agujero de soldadura debe ser como mínimo el espesor del patín y como mínimo una longitud de 1 1/2”.



Figura 123. Agujero de acceso para la soldadura

De modo que se logró definir la geometría de la viga con la conexión RBS y agujeros de acceso a la soldadura en REVIT dando como resultado el siguiente elemento.

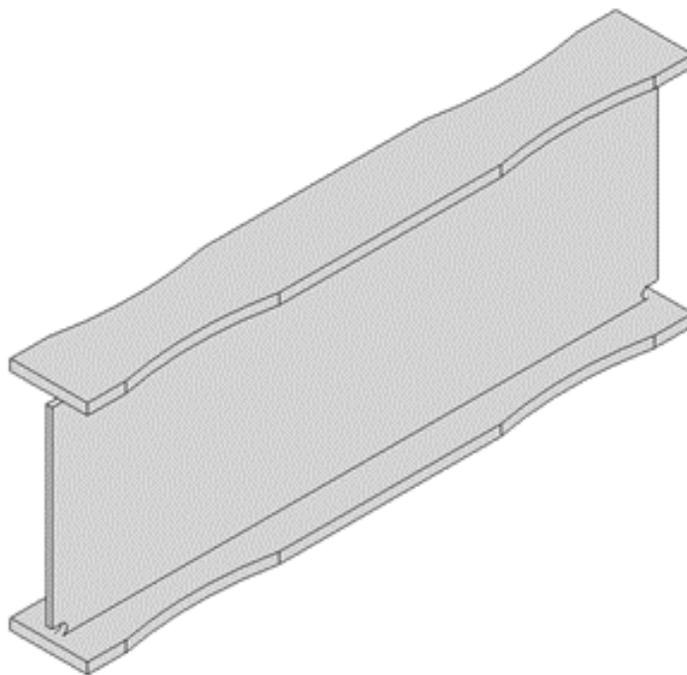


Figura 124. Familia viga tipo W36X256 con criterios de conexión RBS

4. Validación de geometría propuesta para el corte. El siguiente paso a definir fue la validación de la geometría del corte en los patines propuesta por el usuario. Esto se realizó para revisar que la geometría ingresada por el usuario cumpla los lineamientos geométricos establecidos en el AISC 358-16.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

Figura 125. Límites geométricos conexión RBS AISC 358-16 sección 5.8

La validación geométrica surge de los límites para la dimensión de “a”, “b” y “c” de la sección 5.8 del AISC 358-16 cuyos rangos se muestran en la imagen superior. Para hacer posible esta revisión se definió en Revit los parámetros de longitud “a”, “b” y “c” estos serán la geometría propuesta por el usuario la cual se someterá a revisión.

En la tabla de propiedades de la viga se encuentran la revisión textual, bajo los parámetros “a”, “b” y “c” definidos anteriormente. Estos son parámetros tipo texto y el texto que muestran dependerá de la forma definida en la casilla del lado derecho. Esta fórmula evalúa las dimensiones ingresadas por el usuario dentro del rango establecido por AISC 358-16. En caso de que uno de los valores ingresados este bajo el límite inferior, aparecerá el texto “Incrementar valor” en caso de superar el límite se mostrará “disminuir valor” y caso que este dentro del rango permitido se nos validará la dimensión con el texto “Cumple AISC 358-16”.

Adicionalmente la modificación geométrica del corte la cual depende de “A”, “B” y “C” también esta condicionada por los valores ingresados en “a”, “b” y “c”. Estas variables igualmente evalúan los datos ingresados con los límites del AISC 358-16. Si alguno de los valores ingresados se encuentra bajo el límite inferior la geometría del corte tomará el valor mínimo permitido para dicha dimensión. Esto igual sucede cuando se ingresan valores mayores al límite superior, donde la geometría tomará el máximo valor permitido por la norma. Por lo que la geometría del corte respetará los valores ingresados siempre y cuando estos estén dentro del rango permitido.

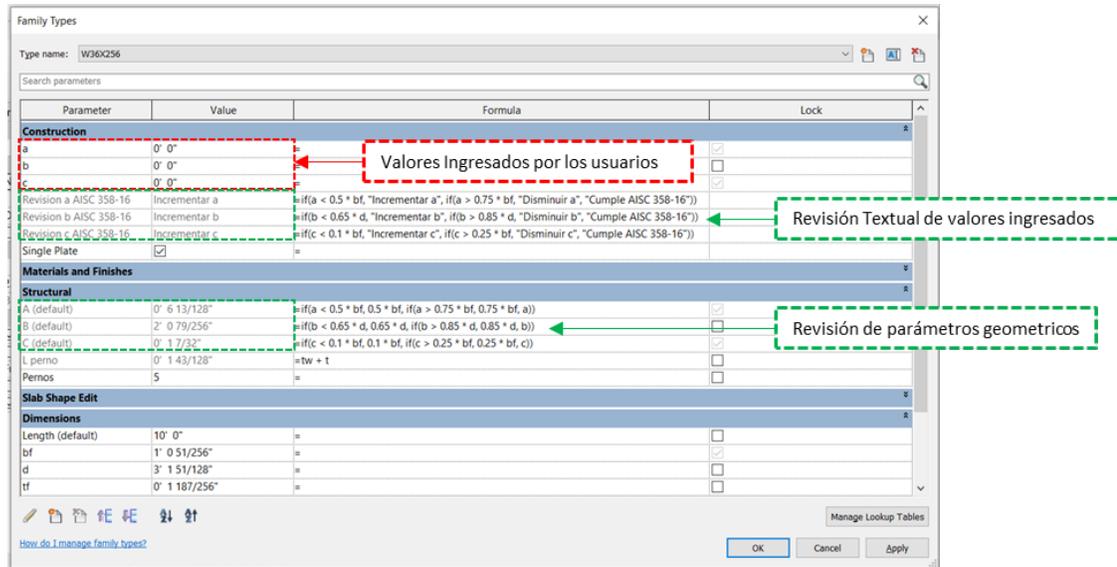


Figura 126. Revisión de geometría conexión RBS

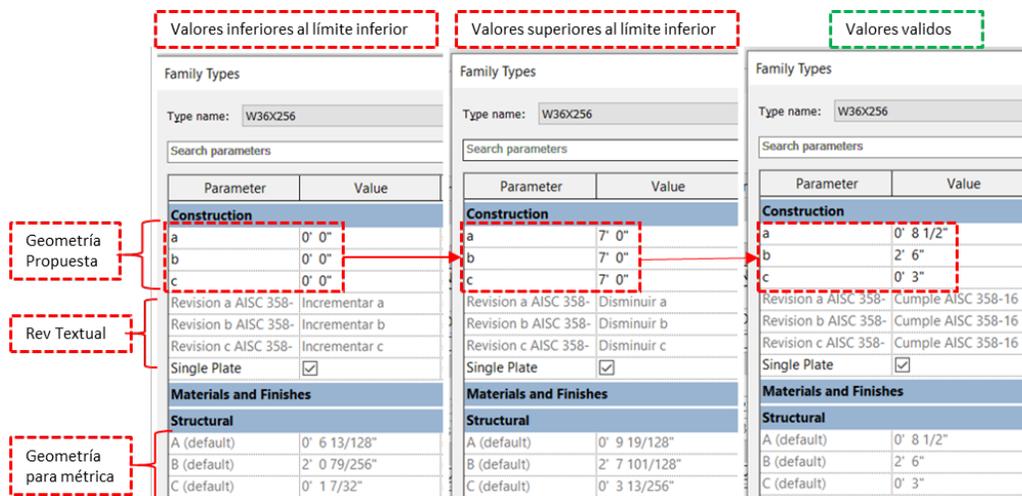


Figura 127. Revisión para límites geométricos

5. Placa de corte. Como es sabido la norma permite el uso de una placa de corte para sostener la viga entre el marco en el proceso constructivo. Dicha opción se consideró desarrollo de este familia por lo que a continuación se explicará el modelado la placa de corte.



Figura 128. Revisión para límites geométricos

Se inició modelando un perno de $\frac{3}{4}$ de pulgada con su respectiva tuerca, es tornillo se modeló mediante tres extrusiones: cabeza, tuerca y el vástago. Este tornillo se le agregó el parámetro llamado conexión, la cual es el espesor de los elementos a unir, siendo para este caso la placa de corte y el alma de la columna. También se definió que después de la tuerca el perno tendría un excedente de una pulgada. Este parámetro es pues para determinar que longitud de pernos será necesaria esta conexión a diseñar y para futuras conexiones de elementos de acero. Se creó el material A325, el cual es material validado por la norma para pernos de uso estructural.

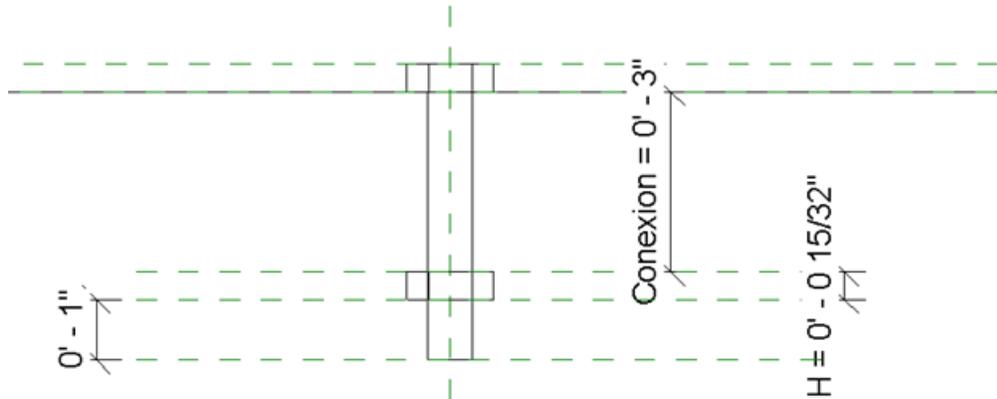


Figura 129. Revisión para límites geométricos

Una vez definido el perno se estableció otra familia genérica la cual recibirá el perno y se trata de la placa de cortante. Esta placa se modelo partiendo de un elemento genérico referenciado a una cara, se dibujó un rectángulo el cual fue extruido y posteriormente mediante los planos de referencia se parametrizaron las dimensiones indicadas por la 14ed del manual del AISC como las dimensiones generales y las distancias entre pernos y los bordes de la placa.

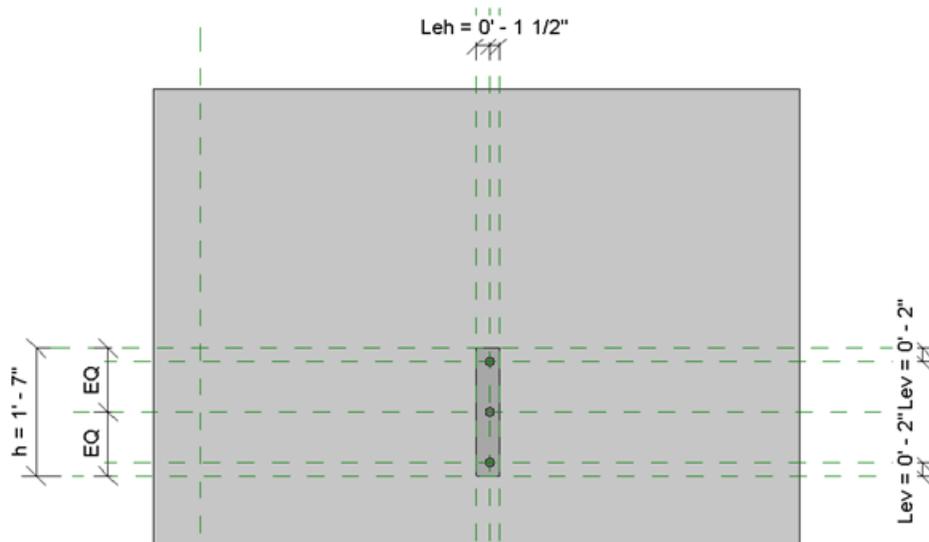


Figura 130. Geometría de placa de corte parametrizada

Los pernos modelados anteriormente se cargaron a la familia de Single Plate mediante la opción “Array” se copiaron una cierta cantidad de pernos a una separación uniforme. Se puede parametrizar la cantidad de pernos que se desea en la placa creando un parámetro de números enteros.

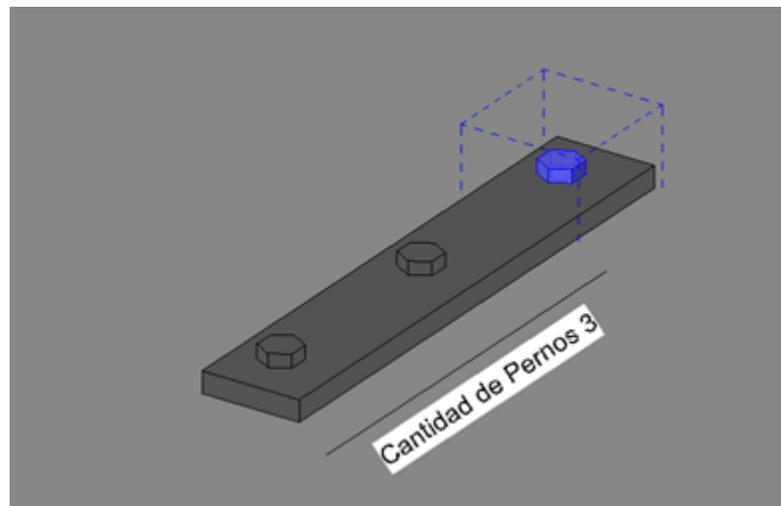


Figura 131. Parámetro de cantidad de pernos

Se podrá modificar las dimensiones de la placa de corte al igual que la cantidad de pernos accediendo al cuadro de propiedades. Y se le definió un material de acero A36 ya que fue el seleccionado para el proceso de cálculo manual. Todos los parámetros fueron creados bajo la opción de parámetros compartidos, de este modo podemos modificar la geometría de este elemento desde la familia del perfil RBS.

Family Types		
Type name:		
Search parameters		
Parameter	Value	Formula
Constraints		
Default Elevation	4' 0"	=
Materials and Finishes		
Dimensions		
Diametro	0' 0 3/4"	=
L perno (default)	0' 2"	=
Leh (default)	0' 1 1/2"	= 2 * Diametro
Lev (default)	0' 2"	=
a (default)	0' 2"	=
h (default)	1' 7"	=
t (default)	0' 0 3/4"	=
Visibility		
Single Plate (default)	<input checked="" type="checkbox"/>	=
Other		
Cantidad de Pernos (def	3	=

Figura 132. Parámetros geométricos de placa de corte

Como ultimo punto se cargo la placa de corte dentro del la familia de la viga con conexión RBS y se vincularon los parámetros de la placa de corte con los parámetros definidos en la viga para la placa de corte este vínculo se puede realizar pulsando el botón igual que aparece en la casilla con el signo “igual” al lado del parámetro de la placa de corte. Nótese que el parámetro “L Perno” es el mismo parámetro que “Conexión”, este parámetro esta controlado por el espesor de la placa y el espesor del alma de la viga. Esto se realizó así para poder alinear la tuerca del perno al rostro del elemento a conectar.

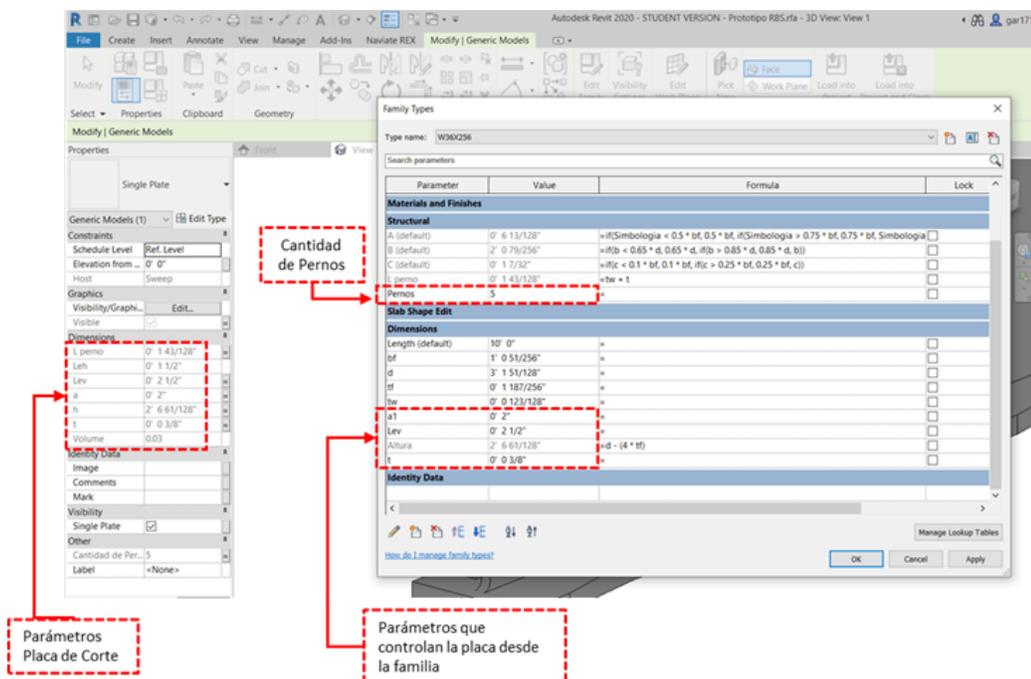


Figura 133. Control de parámetros del placa de corte desde la familia de viga con conexión RBS

Dado que la aplicación de una placa de corte es opcional para la metodología de este tipo de conexión, se agregó un parámetro de visibilidad de la placa de corte. Esto le permite al usuario mostrar u ocultar la placa de corte según su decisión.

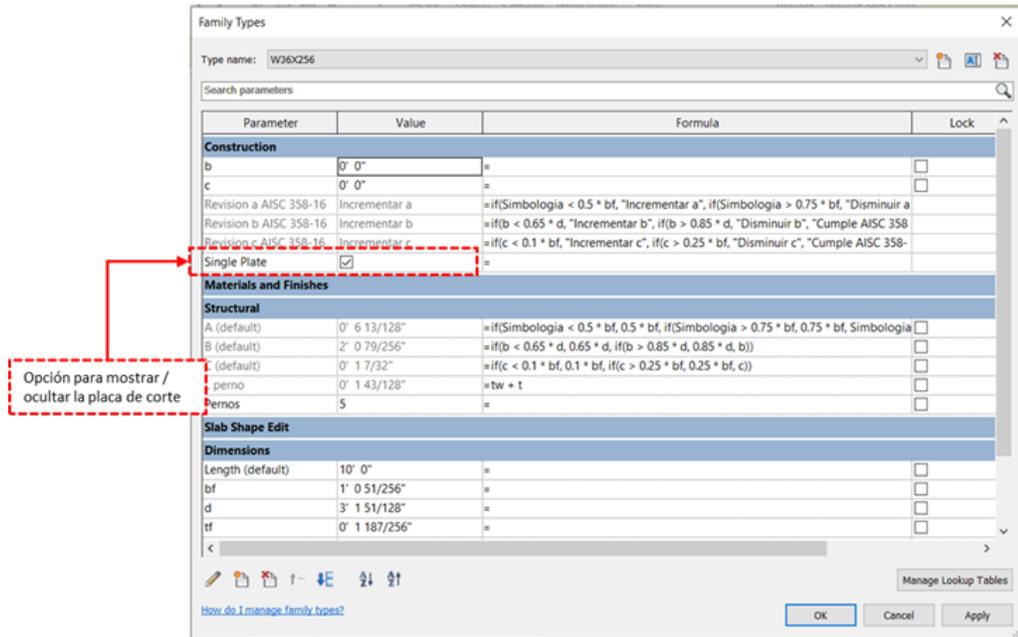


Figura 134. Parámetro de visibilidad de placa de corte

Finalmente la familia del perfil con conexión RBS y placa de corte queda de la siguiente forma, donde todos los elementos que lo componen tendrán la opción de parametrizar su geometría al criterio del usuario.

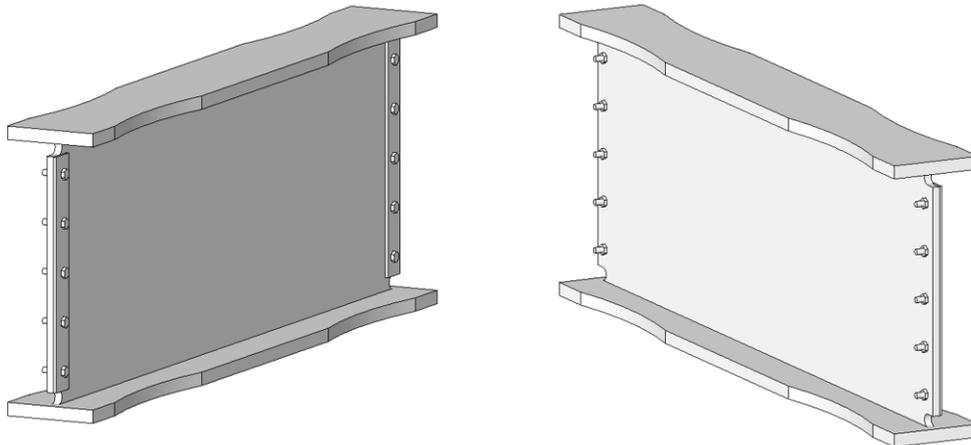


Figura 135. Familia de perfil con conexión RBS y placa de corte

6. Simbología. Como último punto se procedió a crear una familia tipo símbolo la cual servirá para indicar las soldaduras de penetración completa en los patines del perfil. Para ello se utilizó la plantilla para elementos tipo símbolo y se procedió a dibujar la simbología

para soldaduras de penetración completa según lo indicado en el manual de diseño del AISC.

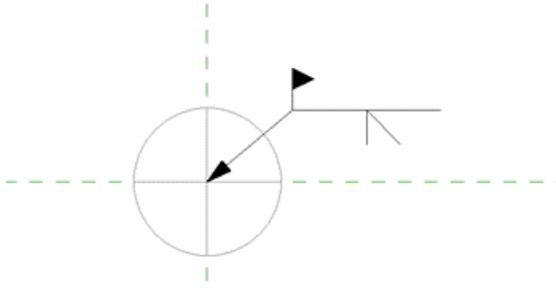


Figura 136. Simbología para soldadura de penetración completa

Se cargo dicha familia al proyecto y se creo un parámetro de visibilidad para que el usuario pueda escoger si desea mostrarla o no.

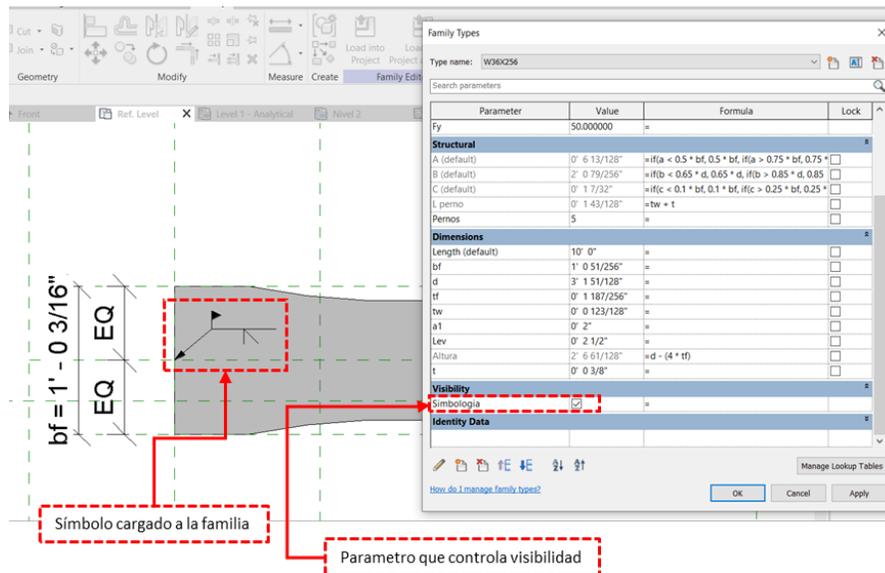


Figura 137. Control de visibilidad de simbología

7. Carga y modelado usando la familia desarrollada. A continuación, se muestra el proceso de carga y uso de la familia desarrollada anteriormente en un proyecto. Como primer punto la familia se puede cargar a un proyecto en REVIT de la misma forma en que se carga cualquier tipo de familia, buscando la “Load Family” familia en la pestaña “Insert”. Ahí se procede a buscar el archivo “Prototipo RBS” en el lugar donde se guardo

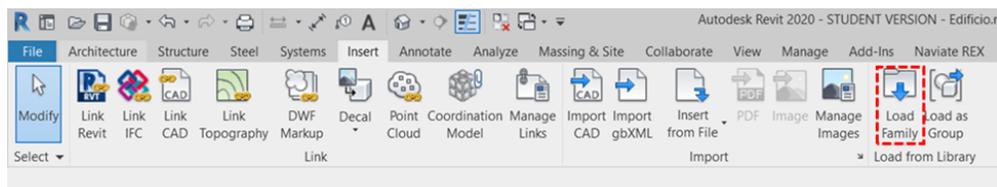


Figura 138. Forma de cargar la familia

Una vez cargada la familia se procede a ir a la pestaña “Structure” y se selecciona la opción viga en donde aparecerá cargada la familia en el proyecto, permitiendo dibujar la viga con conexión RBS.

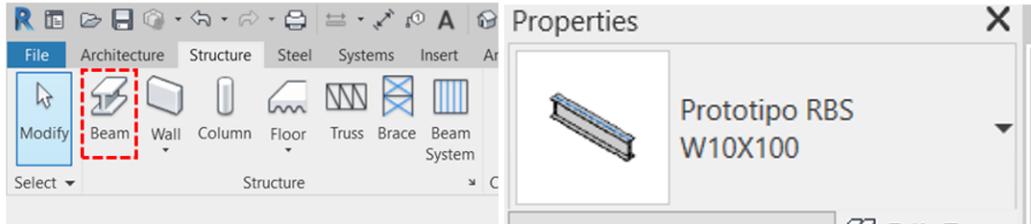


Figura 139. Familia cargada

En el caso de tener un proyecto ya modelado, se puede añadir la conexión RBS sustituyendo los perfiles existentes por los perfiles Prototipo RBS con del mismo tipo. Tal como se muestra en el siguiente ejemplo donde se tiene una estructura con perfiles W24X162 para las vigas de los marcos del primer nivel. Como primer punto se seleccionan los perfiles a los cuales se les quiere sustituir por la familia con conexión RBS.

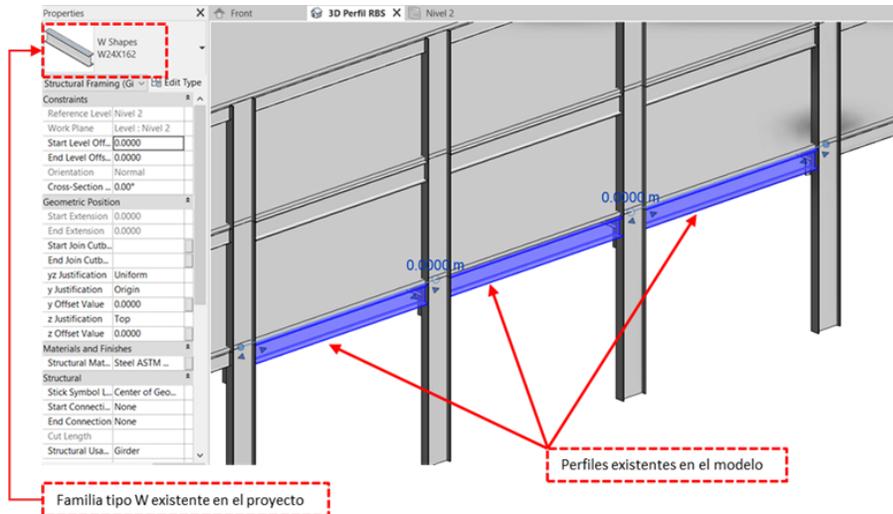


Figura 140. Selección de elementos existentes

Con los elementos seleccionados se hace click sobre el cuadro de propiedades y escogemos dentro la familia “Prototipo RBS” el perfil tipo “W24X162”.

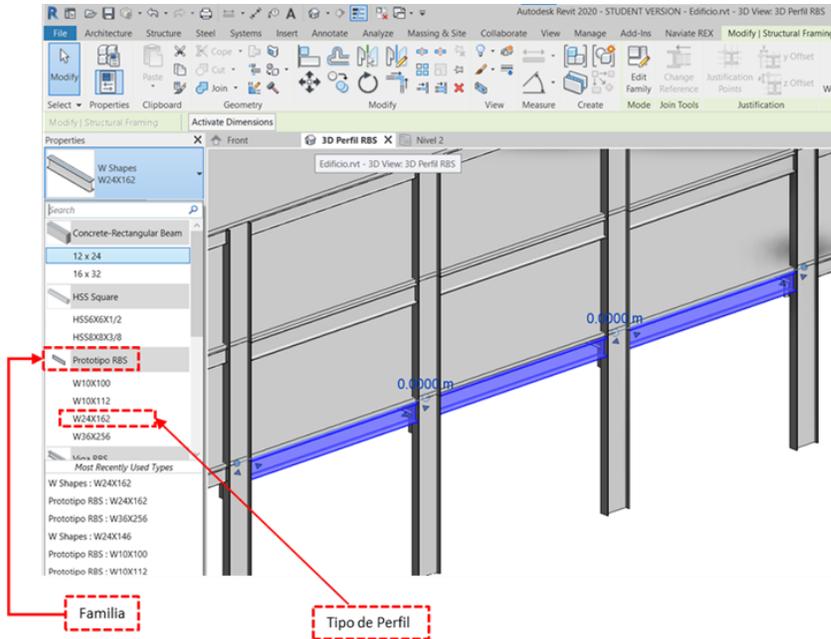


Figura 141. Sustitución de vigas

Al hacer click REVIT automáticamente sustituirá los elementos con la familia de categoría viga con la conexión precalificada RBS.

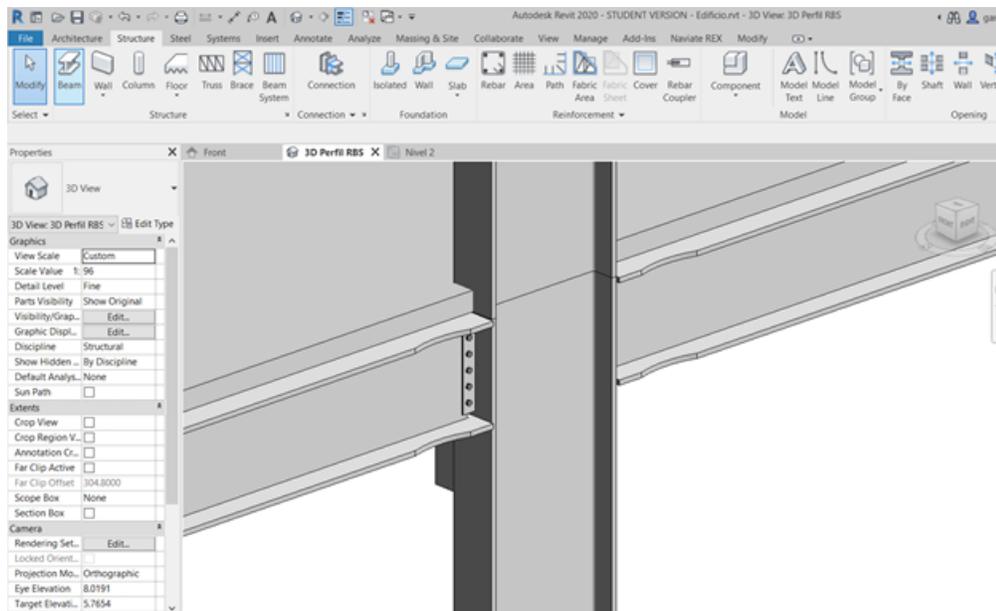


Figura 142. Prototipo cargado en modelo

Posteriormente el usuario al hacer click sobre la opción “Edit Type” podrá editar la geometría del corte en los patines y la geometría de la placa de corte según el diseño estructural acordado. Es en esta parte del diseño donde la parametrización del corte entra en juego. En el siguiente cuadro se observa como la configuración de la conexión cambia al momento de alterar la geometría en la tabla de propiedades.

Tabla de propiedades	Vista 3D
<p>Comentario: La familia viene con valores iniciales de “a”, “b” y “c” = 0 por lo que toma los valores mínimos del rango permitido del AISC para modelar el corte razón por la cual en la revisión se indica el texto “incrementar a, b y c”. Adicionalmente para este perfil se cuenta con una placa de corte de con 5 pernos.</p>	

Cuadro 53
Parámetros iniciales de la familia

Tabla de propiedades	Vista 3D
<p>Comentario: Al editar el tipo se ingresó la geometría propuesta en el análisis estructural para la conexión RBS en las variables “a”, “b” y “c” de la familia. Se observa como la revisión de las variables indica el cumplimiento de las mismas. Adicionalmente se cambio el número de pernos y distancia al borde vertical según el diseño de single plate desarrollado. Todos estos cambios se reflejan en la nueva geometría de la conexión</p>	

Cuadro 54
Parámetros editados según diseño estructural

De esta forma el usuario podrá ingresar la familia y modificar la geometría del corte en los patines según el resultado de su análisis estructural.

VIII. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Al momento de plantear los ejes estructura se definió que esta fuera simétrica en ambos sentidos, esto se realizó con el fin de evitar las penalizaciones de geométricas impuestas por ASCE 7-16 y AGIES NSE. Esto dio como resultado que en la revisión de irregularidades verticales y horizontales no se obtuviera un incremento el factor de redundancia. Al momento de poseer una penalización por irregularidad ya sea de tipo esquina reentrante o efectos irregularidad torsional, el factor de redundancia se incrementará. Al incrementar este factor las solicitaciones de carga sísmica que actúan sobre los elementos también crecerán. Adicionalmente a los ejes se propuso distribuir los marcos especiales a momento de forma simétrica **Figura No.54** y con continuidad en su elevación. Siendo estas decisiones geométricas y estructurales las que conservaron el factor de redundancia en la unidad, favoreciendo la demanda de carga sobre los elementos ante esfuerzos sísmicos.

Combinación de cargas sísmica (ASCE 7-16)

$$(1.2 + 0.2 * S_{cd}) * CM + CV + \rho * S$$

La demanda de carga gravitacional en el edificio diseñado impuesta por la carga viva de almacenamiento trajo como consecuencia ciertos incrementos en los cálculos. A nivel de análisis sísmico AGIES NSE-3 en la sección 1.11.3 establece que para el cálculo del peso sísmico de debe considerar el 25 % de las cargas que vivas superen 500 kg/m². En ASCE 7-16 en la sección 12.7.2 se indica añadir el 25 % de la carga viva en áreas utilizadas para almacenamiento. De modo que los edificios enfocados al almacenamiento requieren de un incremento en su peso sísmico, lo cual a su vez incrementará la magnitud de cortante basal. Otro reto que se presentó al poseer altas magnitudes de carga viva es que estas no se podrán reducir al momento de utilizar ciertas combinaciones de carga para el diseño de elementos. Tanto la vigas y columna fueron evaluadas por la combinación de carga sísmica definida en la sección 2.3.6 de ASCE 7-16. Esta combinación de carga permite reducir un 50 % la magnitud de cargas vivas inferiores a 100 psi, siendo la carga de almacenamiento de equipo pesado de 250 psi, se tuvo que utilizar el 100 % de la carga viva. De modo que poseer alta demanda gravitacional perjudico la reducción de magnitudes en el diseño de elementos estructurales.

Se definió el uso de marcos especiales a momento como elementos sismorresistentes en ambos sentidos de la estructura. La ventaja arquitectónica de este sistema es la posibilidad de maximizar el espacio interno dentro del edificio lo cual facilita la distribución de elementos interno. Para bodegas de equipo pesado es posible que la dimensión de ciertos elementos requiera de amplios ambientes, razón por la cual es óptimo aplicar marcos especiales. Otros sistemas sismorresistentes como los marcos arriostrados no poseen dicha ventaja a nivel arquitectónico ya que las breizas producirán la división de ambientes.

A nivel de análisis sísmico, los marcos especiales a momento poseen la ventaja de reducir más la magnitud del coeficiente sísmico a comparación de sistemas menos dúctiles. Tanto en ASCE 7-16 y AGIES se define un factor de reducción igual 8 el cual se utiliza en la ecuación (2.1.3-1) de AGIES NSE-3 y (12.8-3) del ASCE 7-16 para el cálculo del coeficiente sísmico. Este factor entra como denominador de modo al tener un valore alto de R, más

se reducirá el coeficiente sísmico. Esto trajo como ventaja poseer menores magnitudes de cortante basal si se compara con marcos especiales intermedios o ordinarios cuyos valores de R son inferiores. Razón por la cual los marcos especiales poseen una ventaja como sistema sismorresistente.

En términos de derivas los marcos especiales a momento pueden alcanzar el límite permitido a comparación de otros sistemas estructurales. Esto se observó mediante el factor de incremento de derivas “Cd” el cual es de 5.5, siendo un valor mayor a comparación de otros sistemas estructurales. Este factor entra en el cálculo de la deriva en el rango inelástico de la estructura (Ecuación 12.8-15 ASCE 7-16) o (Ecuación 4.3.2-1), el cual deberá estar bajo el límite definido por ambas normas de 0.02. Dado que los marcos especiales a momento se caracterizan por su alta capacidad de deformación dúctil tiene sentido que se alcancen mayores derivas una vez entre en el rango inelástico la estructura, razón por la cual el factor “Cd” es superior. Adicionalmente dado que se utilizaron conexiones precalificadas RBS, se deben incrementar las derivas por un 10 %. Esto presentó un reto al momento de realizar algún cambio de los elementos en el programa ya que se requirió calibrar el análisis modal, evaluar las derivas en el rango inelástico, multiplicar por el incremento de conexiones precalificadas y efectos P-delta, y evaluar que dichos valores estuvieran bajo el límite permisible (**Cuadro 29 y Cuadro 33**). Sin embargo este proceso se facilita dada la implementación del software de análisis utilizado ETABS.

Para la estructura desarrollada en dicho proyecto se obtuvo que el diseño de los marcos especiales a momento en ambos sentidos fueron gobernados por el criterio de derivas. Nótese en el gráfico de derivas en el sistema SMF X y SMF Y (**Figura 61 y Figura 63**), la segunda planta es la que más se acerca al límite de derivas. Esto se debe a que los únicamente el trabajo en conjunto de las columnas y vigas deben proveer la rigidez necesaria para estabilizar la estructura lateralmente. El entrepiso de la primera planta posee una altura de 6 metros y sabiendo que la columna del marco actúa como un elemento viga – barra, su rigidez dependerá su área transversal e inercia sobre la longitud. De tal forma que mientras mayor sea la longitud menor será su rigidez. Es por ello que fue necesario incrementar el área transversal e inercia de las columnas y vigas, para incrementar la rigidez y de esta manera cumplir con el límite de derivas. De modo que el incremento en la sección utilizada para vigas y columnas se realizó para cumplir con los requisitos de estabilidad y no por criterios de resistencia en los elementos. Razón por la cual una vez definida la estructura al límite de derivas se procedió a evaluar los elementos bajo las solicitaciones de carga .

Como se mostró en el pre-dimensionamiento se partió de evaluar la relación de módulos de sección plástica de los perfiles utilizados para vigas y columnas, de preferencia se buscó obtener relaciones mayores 3 (**Figura No.57**) , para garantizar el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil especificado en AISC 341-16 como adicionalmente evitar reforzar la zona panel para una estructura eficiente. La implementación de este criterio de pre-dimensionamiento facilitó el proceso de iterativo para el análisis de derivas. Tanto para los sistemas SMF X y SMF Y se seleccionaron perfiles W36X395 para columnas y W24X162 para vigas, los cuales proveen una relación de módulos de sección plástica de 5.22, para el cumplimiento del requisito de estabilidad. Al evaluar el criterio de columna fuerte – viga débil, se obtuvo una relación de 3.36 para el sistema SMF X y 3.01 para sistema SMF Y, lo cual garantiza que la viga está más propensa a ceder plásticamente actuando como el elemento fusible del marco. Adicionalmente esta combinación de perfiles

no demando refuerzo en la zona panel. El no requerir refuerzo en la zona panel puede significar una alternativa viable en términos económicos ya que no será necesario el consumo de material extra y mano de obra para realizar el trabajo de soldadura en reforzar la zona panel mediante Doublers y Placas de continuidad. De modo que fue factible partir de un criterio de relación de módulos de sección plástica para el pre-dimensionamiento de los elementos logrando cumplir con el criterio de columna fuerte/viga débil establecido en AISC 341-16.

Al evaluar los esfuerzos sobre la viga y columna con los perfiles seleccionados para los marcos, se obtuvo que todas las vigas cumplieron ante los esfuerzos de flexión y corte y las columnas cumplieron ante esfuerzos de flexo compresión y corte. La viga más solicitada a momento cumplió a un 61.2 % de su capacidad y la columna más solicitada cumplió a un 30.9 % la demanda de flexo compresión. Estos resultados reflejan que los elementos estructurales cumplen bajo la combinación de carga gravitacional y sísmica de forma sobrada. No fue posible reducir más la sección de los elementos para tener un diseño por resistencia más eficiente ya que estos producirán que la estructura no cumpliera con los requisitos de derivas. De modo que se confirma que los marcos especiales a momento son gobernados por el criterio de estabilidad más que la resistencia. Por lo que es probable que al cumplir con el límite de derivas los elementos cumplirán la demanda de carga actuante sobre la estructura. Se comprobó también que ETABS es un software confiable dado que se obtuvo resultados similares al calculo manual para la revisión de esfuerzos de vigas y columnas.

Cumpliendo con el requisito sísmico impuesto por AISC 341-16 se aplicó el uso de conexiones precalificadas en la unión viga-columna del marco. Se seleccionó la conexión precalificada RBS para todos los sistemas SMF de la estructura. En los cálculos de esta conexión se evalúa la carga gravitacional y se toma como carga sísmica el máximo momento probable. Este criterio considera que ya se formo la articulación plástica en la región de la especificada viga ante un suceso sísmico. En base a esta información se procede a evaluar que las zonas protegidas de la viga no estén fallando ante la formación de articulaciones plásticas. Para el sistema SMF las regiones protegidas son los extremos de la viga donde está la conexión mediante soldadura. La tecnología de la conexión RBS permite definir la ubicación de la articulación plástica mediante los valores “a” y “b” los cuales se condensan en la variable “Sh” a mayores magnitudes de “Sh” la articulación plástica estará más alejada de la zona protegida. Sin embargo, durante el proceso de cálculo se determinó que mientras mayores fueran las magnitudes de “a” y “b” el momento al rostro de la columna se incrementaría. Esto se debe a que el brazo de palanca que multiplica la sumatoria de cortante sísmico y gravitacional incrementa. En la siguiente expresión se muestra que la sumatoria al rostro de la columna está definida por el momento máximo probable y el corte gravitacional y sísmico multiplicado por “Sh”.

Momento al rostro de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} * Sh$$

Es por ello que se obtuvieron menores magnitudes al rostro de la columna cuando los valores de “a” y “b” estaban cerca del límite inferior impuesto por AISC 358-16, razón por la cual en todas las conexiones se definieron valores de “a” y “b” cercanos al límite inferior. El valor de Sh obtenido estuvo en rango de 11.87 a 14.625 pulgadas (0.30-0.37 metros)

El valor de “c” se utiliza para dimensionar la profundidad del corte en los patines y por lo tanto el cálculo del módulo de sección plástica en la zona donde se redujo la sección de la viga. El módulo de sección plástica reducida se utiliza para el cálculo del máximo momento probable, tal como se muestran en las siguientes expresiones. Mientras más profundo sea el corte, más se estará reduciendo el módulo de sección plástica de la viga lo cual reducirá la magnitud del máximo momento probable. Esto indica que a mayores valores de “c” la sección reducida estará plastificando a menores cargas. De modo que para se tomaron valores de “c” más cercanos al límite superior. Esto trajo como resultado la reducción del módulo de sección plástica entre 36.9 % 40.3 %. Esto permite que se alcance el momento máximo probable en la zona destinada para articulación plástica sin afectar los extremos conectados en la viga.

De modo que tomar los valores mínimos de “a” y “b” y el valor máximo de “c”, permitió alcanzar el máximo momento probable a menores magnitudes. Esto fue beneficioso para la evaluación de la zona panel, ya que la geometría de la conexión definida, repercute sobre la zona panel. Razón por la cual el diseño propuesto de la geometría de la conexión, produjo menores demandas de carga sobre la zona panel, lo cual trajo como consecuencia no necesitar refuerzo mediante placas de continuidad o Doublers, siendo así un diseño más eficiente.

Dada alta demanda gravitacional, se revisó la posibilidad de formarse una tercera articulación plástica entre los apoyos de la viga. Dicha revisión se realizó mediante la **Expresión No.72**, la cual compara el momento máximo probable contra la magnitud del máximo momento generado al centro de la viga. Sin embargo, a pesar de la alta demanda gravitacional y la longitud de las vigas (9 metros para SMF X y 8 metros para SMF Y) no se presentó este comportamiento. De modo que ante un sismo, se solo se formarán articulaciones plásticas en las regiones donde se redujo la sección transversal de la viga.

Las vigas con conexiones precalificadas RBS, exigen que la unión de la viga y columna sea mediante soldadura de penetración completa tanto en los patines y alma. Esta soldadura facilita el proceso de cálculo a tal modo que AISC 360-16 permite omitir la revisión de esfuerzos sobre la soldadura. Para las soldaduras en conexiones sísmicas se utilizan los metales de relleno aprobados en AISC 341-16. Siendo estos metales con propiedades mecánicas superiores a las del acero A992 empleado en las vigas. Considerando que, en las soldaduras de penetración completa, la soldadura abarca toda la sección transversal del elemento a unir, es lógico que, en los esfuerzos de corte, tensión y compresión, domine el material a unir, siendo en este caso la viga de acero A992.

A nivel constructivo en obra puede dificultarse la elaboración de soldaduras de penetración completa sistemas con conexión precalificada RBS. Es por ello que se autoriza la implementación de placas de corte como apoyo. Para la estructura diseñada se implementaron placas de corte bajo menores solicitaciones de carga gravitacional ya que estas solo servirán como soporte en el proceso constructivo. Es por ello que en los cálculos de esta placa de corte no se consideró la demanda gravitacional de almacenamiento de equipo pesado y ni tampoco la carga sísmica.

Adicionalmente al diseño paso a paso en Mathcad de las conexiones precalificadas, se utilizó el programa informático RAM CONNECTION, este programa presentó como ventajas su interfaz que facilita el modelado de la conexión. Este programa incluye la nor-

mativa estadounidense razón por la cual es posible diseñar la conexión precalificada RBS. La inclusión de toda normativa relacionada a la conexión le permite al usuario guiarse y validar su diseño. Por lo que es un software amigable con usuarios principiantes.

Sin embargo, en el proceso de diseño se identificaron algunos puntos de mejora para el programa RAM CONNECTION. Como primer punto esta la falta de agregar tipos de soldaduras independientes lo cual se reflejó en la soldadura de penetración completa, entre alma de la viga y la columna que AISC 358-16 indica. RAM CONNECTION está consciente de esto por lo que en el reporte indica la necesidad de dicha soldadura **Figura No.106**. Sin embargo, esta incapacidad genera errores en los planos y en el análisis de la zona panel. En el **Cuadro No.42** se observó la diferencia de carga aplicada en la zona panel para evaluar la necesidad de placas de continuidad. En dicho cuadro se presentó que AISC 341-16 permite reducir un 15 % la magnitud de carga sobre los patines cuando la viga posee conexión mediante soldadura en su alma, sin embargo RAM CONNECTION al no considerar esta soldadura para evaluar flexión, diseña la carga puntual sobre los patines al 100 % de su valor. Esto produjo que 2 de las 6 conexiones diseñadas en RAM CONNECTION para nuestro proyecto requirieran placas de continuidad **Cuadro No.44-45**. Hubo una conexión (Nivel 2 SMF X) que requirió placas de continuidad en el diseño de RAM CONNECTION por un requisito geométrico del AISC 358-05, esto presenta otro punto de mejora para RAM CONNECTION el cual es la necesidad de actualizar sus códigos de diseño ya que dicho requisito geométrico no se encuentra en AISC 358-16.

También se mostró una diferencia en el cálculo de la magnitud de corte sobre la zona Panel **Cuadro 43**. En el procedimiento manual se empleó la **Expresión No.78 y 79** la cual considera la sumatoria de corte producida por las vigas conectadas y resta el corte generado por el punto de inflexión de la columna. RAM CONNECTION no posee la capacidad de calcular el corte de la columna, diseñando únicamente con la magnitud de cortante de las vigas. Esto causa que el corte de diseño para la zona panel de RAM CONNECTION sea superior al corte encontrado en el método manual. Es por esto que 3 de las 6 conexiones diseñadas en RAM CONNECTION requirieron Doublers en la zona panel. Por lo que RAM CONNECTION es más exigente con el refuerzo en la zona panel a comparación de un método manual, por lo que en términos de costos es más viable el diseño elaborado mediante una metodología de cálculo manual implementando la normativa AISC 358-16, AISC 341-16 y AISC 360-16.

Otro punto de mejora para RAM CONNECTION es la implementación de un análisis de elementos finitos, para la estructura diseñada se tuvo que acudir a otro software de conexiones con licencia estudiantil llamado IDEA STATICA. En dicho programa se pudo representar mediante elementos finitos contornos de esfuerzos y deformaciones en el rango elásticos e inelásticos sobre la conexión precalificada RBS. No se utilizó el programa IDEA STATICA desde un principio ya que este no considera las normativas sísmicas AISC 341-16 y AISC 358-16 generando reportes menos completos que los de RAM CONNECTION. Sin embargo, se aprovechó la capacidad del software de representar gráficamente esfuerzos, deformaciones y la plastificación en la conexión.

Como se observó en el análisis mostrado en el **Cuadro No.51**, la conexión viga columna del marco especial a momento presenta la mayor concentración de esfuerzos en la zona panel y en los extremos de la viga precisamente en la soldadura que sirve como conexión .

En caso de no tener conexiones precalificada se producirían deformaciones plásticas en la zona panel y los extremos de la viga, tal como se muestra en el **Cuadro No.52** Sin embargo, aplicando las conexiones precalificadas RBS, se nota como la plastificación ocurre en la zona donde se redujo la sección transversal de la viga **Cuadro No.50**. Adicionalmente se observa como se redujo la concentración de esfuerzos plásticos dentro la zona panel. De tal forma que para la estructura diseñada la implementación de conexiones precalificadas RBS garantiza la seguridad de la estructura ante un suceso sísmico severo, siendo las vigas los elementos fusibles capaces de generar articulaciones plásticas en la zona especificada.

Como último punto el software de modelado en REVIT permitió crear familias de vigas con la conexión precalificada RBS. Fue factible parametriza las dimensiones “a”, “b” y “c” que rigen la geometría del corte circular en los patines de la viga y estas dimensiones ingresadas por el usuario tendrán la capacidad de informarle si la geometría ingresada cumple con los lineamientos de la normativa AISC 358-16. Adicionalmente permiten el modelado geométrico de la placa de corte la cual es opcional según el criterio del usuario. La ventaja de este tipo de familias es que dentro la viga se incluye la conexión, facilitando así el proceso de detalle en el modelo y generación de planos. Tanto RAM CONNECTION e IDEA STATICA permiten generar archivos DXF, sin embargo, en situaciones donde se implemente el software REVIT o se requiera un detallado tridimensional, será viable el uso de las familias generadas. Cabe mencionar que el fin de estas familias es facilitar el modelado geométrico para la generación de planos y modelos tridimensionales arquitectónicos digitales, no serán viables en los softwares de análisis estructural elaborados por Autodesk

IX. CONCLUSIONES

- Fue factible diseñar y calcular una estructura mediante un análisis sísmico guiado por la normativa nacional AGIES NSE-3 para la construcción del espectro y evaluando los criterios del análisis sísmico descritos por ASCE 7-16. Fue posible evaluar los elementos estructurales aplicando norma AISC 360-16 y la 14va edición del manual del AISC, para los marcos especiales a momento se utilizó AISC 341-16 y en cuanto a las conexiones precalificadas se utilizó AISC 358-16. De modo que todas las normas mencionadas avalan la estructura diseñada.
- Se observó que los marcos especiales a momento presentan ventajas arquitectónicas como también poseen la capacidad de soportar la alta demanda gravitacional y sísmica de un suelo tipo D de la ciudad de Guatemala. Se obtuvo como resultado que estos están gobernados por criterios de derivas y no por criterios de resistencia.
- A pesar de debilitar el perfil mediante el corte circular de la conexión precalificada RBS, la viga cumple con la alta demanda gravitacional impuesta adicionalmente se aseguró el cumplimiento del criterio de columna fuerte - viga débil, garantizando la formación de articulaciones plásticas en la sección reducida, proteger la zona panel y soldaduras.
- RAM CONNECTION es un software de diseño viable ya tiene la capacidad de diseñar conexiones precalificadas RBS, su interfaz facilita el proceso de diseño y evalúa los esfuerzos con la normativa AISC, sin embargo, se observó que este tiende a sobre dimensionar elementos en la conexión como también la necesidad de actualizar ciertos códigos como el AISC 358-16 de modo que es necesario comparar los resultados con el cálculo manual
- La configuración del marco especial a momento con elementos de acero A992 y la implementación de conexiones precalificadas RBS garantizaron la formación de articulaciones plásticas sobre la viga en la zona cercana a los extremos siempre y cuando se realice el diseño en base a las normas mencionadas. No se presentó la posibilidad de formarse articulaciones plásticas al centro del apoyo dado la carga gravitacional
- La carga viva de almacenamiento de equipo pesado trajo como consecuencia incremento en el peso sísmico. Así mismo debido a que su magnitud supera el límite (100psf) no se pudo reducir en las combinaciones sísmicas incrementando las sollicitaciones en el diseño de elementos.
- Fue posible generar familias de vigas con la conexión precalificada RBS en el software REVIT y parametrizar la geometría de la conexión, adicionalmente permite la comunicación con el usuario validando la geometría ingresada por este con la norma AISC 358-16.

X. RECOMENDACIONES

- Se recomienda adquirir toda la normativa necesaria para el diseño de la estructura y sus elementos, con el fin de generar un diseño seguro, óptimo y acorde a los códigos de construcción nacionales e internacionales.
- Para el pre-dimensionamiento de la estructura se recomienda filtrar todos los elementos que no cumplan con los requisitos de compacidad sísmica y posteriormente evaluar la combinación de columna y vigas cuya relación de módulos de sección plástica provean un valor superior 3. Esto garantiza el cumplimiento de columna fuerte – viga débil e incrementa la posibilidad de no necesitar refuerzo adicional en zona panel
- Para el diseño de marcos especiales a momento se recomienda evaluar inicialmente los criterios de estabilidad y optimizar el diseño en base a este criterio. Ya que el cumplimiento de esto incrementa la probabilidad de cumplir la revisión de demanda sobre capacidad en los elementos sismorresistentes.
- Para el dimensionamiento de la conexión precalificada RBS se recomienda utilizar los valores mínimos de “a”, “b” permitidos por AISC 358-16 y los valores máximos de “c”. Ya que dicha geometría reduce la magnitud de carga sobre la zona panel al momento de generarse la articulación plástica
- Al utilizar el software RAM CONNECTION se recomienda llevar el diseño acompañado del cálculo manual para evitar posibles sobredimensionamientos en la zona panel propuestas por el programa.
- Es recomendable para los creadores de RAM CONNECTION la futura implementación de representaciones de esfuerzos y deformaciones por medio de elementos finitos para un análisis más completo.
- Se recomienda a las empresas de acero en Guatemala contar con la maquinaria necesaria para realizar el corte térmico de la conexión precalificada RBS para hacer posible su implementación en futuras estructuras de acero.
- A los diseñadores estructurales se les recomienda el uso de marcos especiales ya que estos presentan grandes ventajas arquitectónicas y optimizan el espacio interno de la estructura.
- Se recomienda a la academia de ingenieros civiles de Guatemala realizar ensayos y experimentar con las conexiones precalificadas y la conexión RBS en específico, someténdola a diversas combinaciones de carga gravitacional y sísmica, con el fin de explotar su potencial.
- Es recomendable para las personas interesadas en el diseño estructural buscar optimizar el diseño de la estructura, de modo que sea una alternativa viable en el mercado.

XI. BIBLIOGRAFÍA

- AGIES/NSE-2. (s.f.). *Demandas Estructurales y condiciones de Sitio*. Guatemala: AGIES.
- AGIES/NSE-3. (2018). *Diseño Estructural de Edificaciones*. Guatemala: AGIES.
- AGIES/NSE-7.5. (2018). *Diseño de Edificaciones de Acero*. Guatemala: AGIES.
- AISC. (2003). *Steel Design Guide Series No.13*. Chicago: AISC 2003.
- AISC. (2011). *Steel Construction Manual 14th Edition*. Chicago: AISC 2016.
- AISC-341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC 2016.
- AISC-358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: AISC 2016.
- AISC-360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC 2016.
- Andrew O'Donnell, A. N., Hemanth Siriki. (2018). *The Earthquake safety of Pre-Northridge Welded Steel Moment Frames*. Consultado en 2018, desde <https://www.air-worldwide.com/blog/posts/2018/10/the-earthquake-safety-of-pre-northridge-welded-steel-moment-frame-buildings/>
- ANSYS. (2021). *Ansys Student*. Consultado en 2021, desde <https://www.ansys.com/de-de/academic/students/ansys-student>
- ASCE-7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE/SEI 2016.
- Bellis, M. (2020). *The First Skyscrapers*. Consultado en 2020, desde <https://www.thoughtco.com/how-skyscrapers-became-possible-1991649>
- Ceballos, A. (2019). *Ductilidad en Estructuras*. Consultado en 2019, desde <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/ductilidad-en-estructuras#:~:text=A%5C%20modo%5C%20de%5C%20resumen%5C%2C%5C%20decimos,evitando%5C%20el%5C%20colapso%5C%20de%5C%>
- Colin Gilbert, R. G. y J. E. (2015). *NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF INNOVATIVE HIGH R-FACTOR HYBRID TIMBER-STEEL BUILDINGS*. Consultado en 2015, desde https://www.cae.ca/pdf/Paper_94474.pdf
- Elsesser, E. (2004). *Seismically Resistant Design – Past, Present, Future*. Consultado en 2004, desde https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_2034.pdf
- Eurocode-Standarts. (2022). *Dogbone Connection*. Consultado en 2022, desde <https://www.eurocode.us/seismic-design-eurocode-8/v-h.html>
- Geshwindner, L. (2010). *Single-Plate Shear Connection Design to Meet Structural Integrity Requirements*. Consultado en 2010, desde <https://www.aisc.org/globalassets/continuing-education/quiz-handouts/single-plate-shear-connection-design-to-meet-structural-integrity-requirements.pdf>
- Hamburger, R. (2009). *Earthquakes and Seismic Design*. Consultado en 2009, desde <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/facts-for-steel-buildings-3-earthquakes-and-seismic-design.pdf>
- Hamburger, R. (2019). *Welded Steel Moment Resisting Frames*. Consultado en 2019, desde <https://www.structuremag.org/?p=14163>

- Hamburger, R. & Malley, J. (2016). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers*. Consultado en 2016, desde <https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/gcr/2016/NIST.GCR.16-917-41.pdf>
- Hussam Mahmoud1, B. E. & Memari, M. (2015). *CHALLENGES AND ALTERNATIVE APPROACHES FOR SIMULATING THE RESPONSE OF STEEL STRUCTURES EXPOSED TO FIRE*. Consultado en 2015, desde <https://espace.library.uq.edu.au/view/UQ:399221>
- IDEA-STATICA. (2020). *Seismic analysis in IDEA StatiCa Connection*. Consultado en 2020, desde <https://www.ideastatica.com/support-center/seismic-analysis-in-idea-statica-connection>
- Kulkarni, S. (2014). *Study of steel moment connection with and without reduced beam section*. Consultado en 2014, desde <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214399814000058>
- Leslie, T. (2020). *Brick, Iron, and Steel: Material Matters in Chicago Skyscrapers, 1870–1890*. Consultado en 2020, desde <https://skyscraper.org/programs/brick-iron-and-steel-material-matters-in-chicago-skyscrapers-1870-1890/>
- Martinez, F. (2013). *ESTRUCTURAS SISMORESISTENTES. ANALISIS MODAL ESPECTRAL. CAPÍTULO 2*. Consultado en 2013, desde <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>
- McCormac, J. & Csnark, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero* (5.^a ed.).
- Miri, M. & Naghipour, M. (2009). *Panel Zone Rigidity Effects on Special Steel Moment-Resisting Frames According to the Performance Based Design*. Consultado en 2009, desde https://www.researchgate.net/publication/242481268_Panel_Zone_Rigidity_Effects_on_Special_Steel_Moment-Resisting_Frames_According_to_the_Performance_Based_Design
- Moeini, S. (2017). *Reduced Beam Section (RBS) under the cyclic loading with combined hardening Abaqus*. Consultado en 2017, desde <https://www.youtube.com/watch?v=VIMZUzOoQoc>
- Montilla, A. (2017). *¿Qué son las familias de Revit y cómo se estructuran?* Consultado en 2017, desde <https://revistadigital.inesem.es/disen-y-artes-graficas/familias-revit/>
- Montuori, R. (2014). *The Influence of Gravity Loads on the Seismic Design of RBS Connections*. Consultado en 2014, desde https://www.researchgate.net/publication/276396723_The_Influence_of_Gravity_Loads_on_the_Seismic_Design_of_RBS_Connections
- Moore, K. (2007). *Design of RBS Connections for Special Moment Frames*. Consultado en 2007, desde http://www.abarsazeha.com/images/ScinteficResources/Steeltips/SSEC_TIP_100.pdf
- Neha K. Berde, S. A. K., Uttam R. Awari. (2013). *Behavior of Reduced Beam Section Moment Connection With Varying Thickness of Continuity Plate*. Consultado el 3 de octubre de 2020, desde <https://www.nbmcw.com/22-articles/others-article/37223-behavior-of-reduced-beam-section-moment-connection-with-varying-thickness-of-continuity-plate.html>
- Ocean-Machinery. (2013). *How to cope Dog Bones in structural steel beams - dog bones in seismic beams*. Consultado en 2013, desde <https://www.youtube.com/watch?v=UMBBuobfUdo>
- Petruzzello, M. (2021). *Skyscraper*. Consultado en 2021, desde <https://www.britannica.com/technology/skyscraper>
- Sabelli, R. (2019). *Seismic Design in Steel Concepts and Examples*. Consultado en 2019, desde <https://www.youtube.com/watch?v=XVY9ldxereY&t=2629s>

- Scott, A. & Reaveley, L. (2004). *THE REDUCED BEAM SECTION MOMENT CONNECTION WITHOUT CONTINUITY PLATES*. Consultado en 2004, desde https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_1504.pdf
- SEAOC. (2013). *SEAOC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL*.
- Sofias, C. (2018). *Reduced Beam Section (RBS) Moment Connections-Analytical Investigation Using Finite Element Method*. Consultado en 2018, desde https://www.researchgate.net/publication/326196649_Reduced_Beam_Section_RBS_Moment_Connections-Analytical_Investigation_Using_Finite_Element_Method
- Tremblay, R. & Filiatrault, A. (1997). *CHALLENGES AND ALTERNATIVE APPROACHES FOR SIMULATING THE RESPONSE OF STEEL STRUCTURES EXPOSED TO FIRE*. Consultado en 1997, desde https://www.researchgate.net/publication/237191077_Seismic_performance_of_steel_moment_resisting_frames_retrofitted_with_a_locally_reduced_beam_section_connection
- Univerisdad-Politecnica-de-Madrid. (2019). *Análisis modal espectral*. Consultado en 2019, desde <https://www.youtube.com/watch?v=BcMIRvhkpgg>
- Yilmaz. (2018). *Seismic Performance of Post-Northridge Welded Connections*. Consultado en 2018, desde <https://www.scielo.br/j/lajss/a/NTS56cMG835j8NX6frR4mpG/?lang=en&format=pdf>
- Zhang, Q. (2017). *Performance-based plastic design method of high-rise steel frames*. Consultado en 2017, desde <https://www.jvejournal.com/article/17687>

XII. APÉNDICES

A. Documento de diseño en zona panel

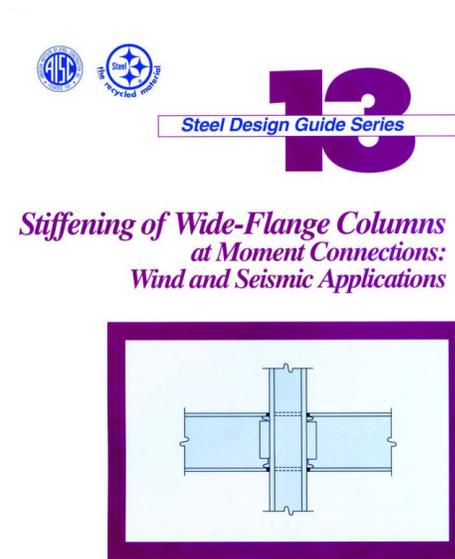


Figura 143. Portada documento de diseño de rigidizantes en zona panel: Steel Design Guide Series No.13

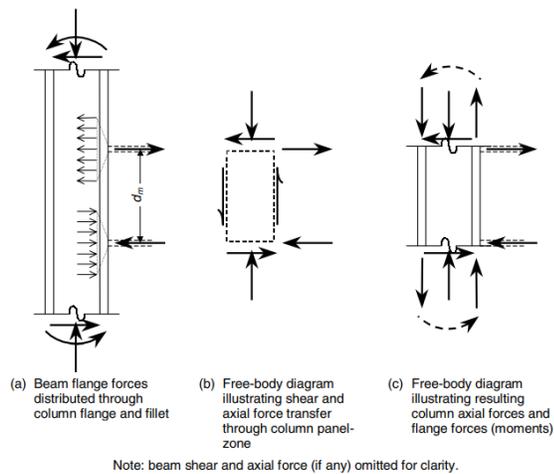


Figure 2-1 Force transfer in unreinforced columns.

Figura 144. Transferencia de carga de viga a zona panel

(AISC, 2003)

B. Corte térmico

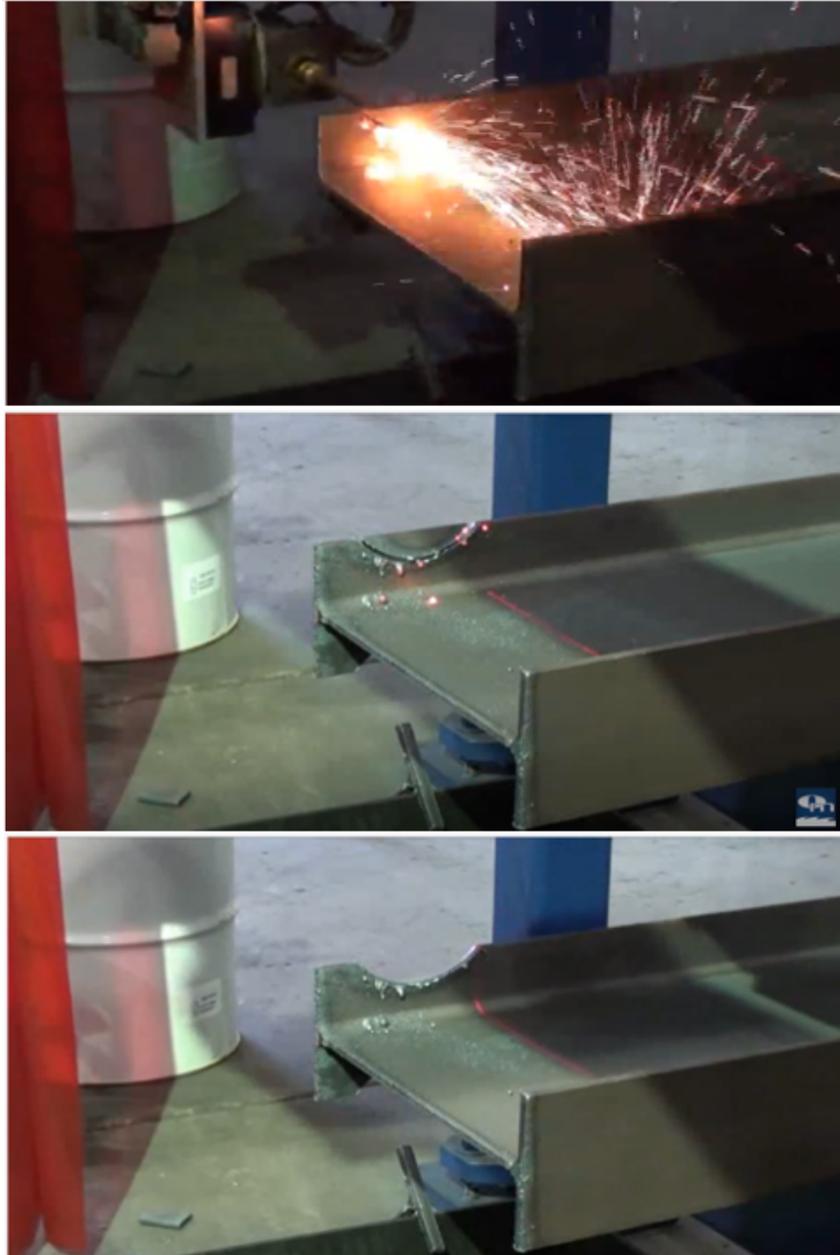


Figura 145. Proceso de corte circular sobre patines del perfil
(Ocean-Machinery, [2013](#))

C. Familia desarrollada

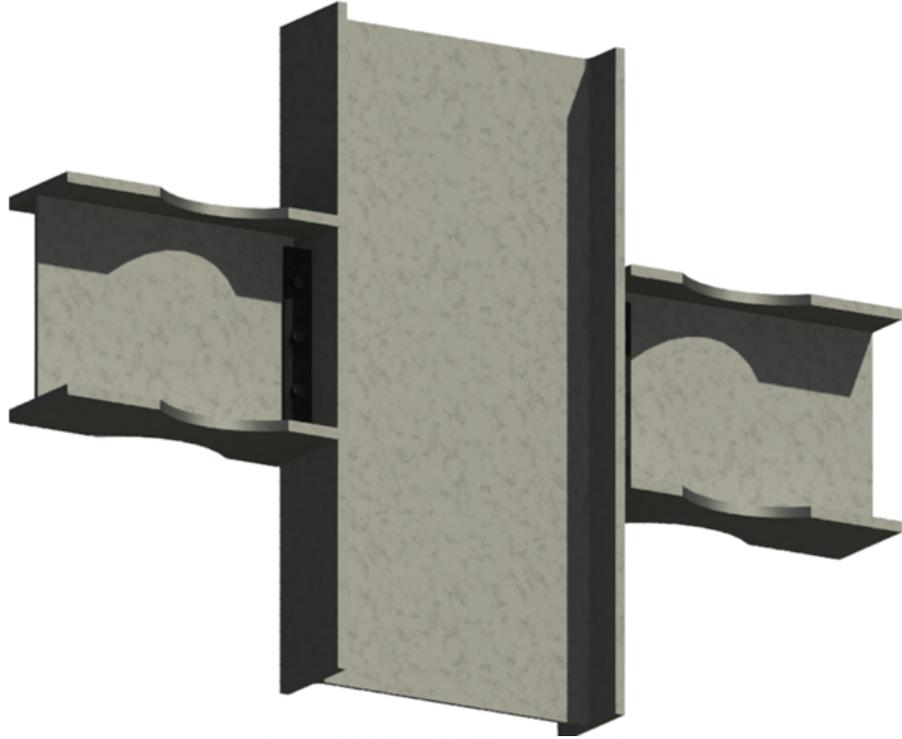


Figura 146. Detalle 3D renderizado

D. Documentos de interés

1. **Dogbone Connection.** Escrito por Eurocode Standarts Este artículo habla de las conexiones precalificadas validadas por el Eurocódigo, donde se menciona la conexión precalificada RBS conocida también como "Dogbone Connection". También se mencionan criterios de diseño según el Eurocódigo y otros tipos de conexiones precalificadas. (Eurocode-Standarts, 2022)

2. **The reduced beam section moment connection without continuity plates.** Escrito por Scott Adan y Lawrence Reaveley Este documento presenta un estudio en el cual se ensayaron las conexiones precalificadas RBS, para determinar la formación de una articulación plástica y propiedades del material. Adicionalmente se muestra el diseño de una conexión optimizada, ya que la geometría se definió de tal forma que no fue necesario la implementación de refuerzo en la zona panel. (Scott & Reaveley, 2004)

3. **IBC SEAOC Structural/Seismic design manual Vol 4.** El siguiente documento es una guía detallada para el análisis de estructuras de acero, incluyendo los criterios de diseño y análisis de sistemas de marcos a momento utilizando conexiones precalificadas. Este documento le permite usuarios principiantes familiarizarse con las normas de construcción AISC y la forma correcta de ejecutarlas. (SEAOC, 2013)

4. **Seismic Performance of Post-Northridge Welded Connections.** Escrito por Orkun Yilmaz Esta artículo realiza una comparativa entre tres tipos de conexiones precalificadas siendo estas: RBS, WUF-W y WFP. Se evalúan las conexiones a una combinación de cargas gravitacionales y sísmica y mediante el software de análisis en elementos finitos ASYS se analizan los esfuerzos y deformaciones plásticas en los elementos que conforman la conexión. (Yilmaz, 2018)

5. **Study of steel moment connection with and without reduced beam section.** Este estudio presenta los resultados de comparar el desempeño de la unión viga-columna de un marco a momento en el escenario de tener conexiones precalificadas RBS contra el escenario de no poseer ningún tipo de conexión precalificada. Para dicho test se ensayaron dichas conexiones en un laboratorio y los resultados obtenidos se compararon con el análisis de elementos finitos realizado en el programa de diseño ANSYS. (Kulkarni, 2014)

6. **The Influence of Gravity Loads on the Seismic Design of RBS Connections.** Escrito por R Montuori Para dicho artículo se realiza un análisis de la carga gravitacional actuante para un sistema de marcos a momento. Adicionalmente se evalúa como influye la posición de la conexión precalificada RBS en la luz de la viga ante la carga gravitacional, lo cual ejemplifica el impacto que puede tener la demanda gravitacional en este tipo de conexiones. (Montuori, 2014)

7. **Nonlinear dynamic analysis of innovative high r-factor hybrid timber-steel buildings.** Escrito por Colin Gilbert, Ryan Gohlich y Jeffrey Erochko El presente artículo muestra-

do a continuación toca el tema de las estructuras híbridas en donde se combinan materiales de construcción y sistemas sismorresistentes. Para este documento se plantea el diseño de una estructura de marcos a momento y marcos arriostrados, sin embargo para los marcos a momento se implementan las conexiones precalificadas RBS, combinando estructuras de acero y madera. Dichas estructura es sometida a efectos a carga gravitacional y lateral y sus resultados se exponen el documento con mayor detalle. (Colin Gilbert, 2015)

8. Challenges and alternative approaches for simulating the response of steel structures exposed to fire. Escrito por **Hussam Mahmoud, Bruce Ellingwood y Mehrdad Memari** Dicho documento presenta un estudio de marcos especiales a momento con la conexión precalificada RBS expuesta a los efectos de un incendio en dentro estructura. Se hace más énfasis en como las propiedades los materiales se afectan tras los cambios de temperatura, que un incendio pueda provocar. Una de las herramientas claves en este artículo es la implementación de softwares de elementos finitos que simulen estos escenarios, siendo para este caso la implementación del programa ABAQUS. (Hussam Mahmoud1 & Memari, 2015)

9. Seismic performance of steel moment resisting frames retrofitted with a locally reduced beamsection connection por **Robert Tremblay y André Filiatrault.** Escrito por **Hussam Mahmoud, Bruce Ellingwood y Mehrdad Memari** Este artículo data de 1996 y muestra parte de la experimentación con la conexión precalificada RBS posterior a los eventos del terremoto de Northridge, cabe mencionar que lo interesante de este documento es que muestran distintas propuestas geométricas para reducir la sección transversal de la viga y el comportamiento de estas. Adicionalmente se muestran ensayos a escala real donde ensayaron estos primeros prototipos de conexión precalificada RBS. (Tremblay & Filiatrault, 1997)

XIII. GLOSARIO

- **BIM:** Abreviatura de “Building Information Modeling” la cual es una metodología de diseño y ejecución de proyectos de construcción implementando información gráfica que actualmente permite la reducción de costos y tiempo en el desarrollo de una obra.
- **Compacidad sísmica:** Perfiles capaces ser sometidos a esfuerzos de flexión sin pandearse lateralmente o torsionalmente, validados en la tabla D1.1 de AISC 341-16.
- **Corte:** Fuerza actuante de forma perpendicular a al eje longitudinal de un cuerpo.
- **Corte Basal:** Fuerza horizontal de corte de origen sísmico que actúa en la base de la estructura y se distribuye en las plantas superiores.
- **Ductilidad:** Capacidad de un material a deformarse de forma permanente por la acción de fuerzas externas.
- **Flexión:** Deformación de un cuerpo de forma perpendicular a su plano longitudinal sometiendo al elemento a cargas de momento.
- **Flexo-Compresión:** Combinación de cargas axial y lateral sobre un cuerpo sometándolo a deformaciones axiales y de flexión.
- **Máximo momento probable:** Magnitud de momento que produce la formación de una articulación plástica para determinada sección transversal de una viga.
- **Módulo de sección plástica:** Momento generado cuando toda la sección transversal de un elemento plastifica sobre el eje neutro.
- **RBS:** Abreviatura de “Reduced Beam Section” el cual es un tipo de conexión precalificada de viga-columna.
- **SMF:** Sistema estructural de marcos especiales a momento o marcos de alta ductilidad.