



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**SOFTWARE PARA DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS CONVENCIONALES;  
DISEÑO SÍSMICO DE VIGAS, COLUMNAS Y RIOSTRAS EN SISTEMAS  
ESPECIALES DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y DISEÑO DE ENTREPISO POR  
VIBRACIÓN DEBIDO A ACTIVIDAD HUMANA.**

Para optar al título de ingeniero civil

**Elaborado por**

Br. Geraldina de los Ángeles Rivera Hernández

Br. Martha Sylene Poveda Téllez

Br. Keneth Josué Mora Cajina

**Tutor**

Msc. Ing. Yader Jarquín Montalván

Managua, Febrero 2020

## **DEDICATORIA**

Dedico el presente trabajo monográfico a Dios todopoderoso, a mis padres y familiares.

***Martha Sylene Poveda Téllez***

Dedico esta pequeña monografía a nuestro Padre Celestial y a mi abuela materna María Hernández.

***Geraldina de los Ángeles Rivera Hernández***

Dedico el presente trabajo monográfico a Nuestro Señor y Salvador “Jesucristo”, a mi amada madre Martha Lorena Cajina y mis familiares.

***Keneth Josué Mora Cajina***

## **AGRADECIMIENTO**

Mi mayor agradecimiento está dirigido a quién día a día me ha dado las fuerzas necesarias para poder culminar este trabajo monográfico; a Dios Todopoderoso. Quién desde mi nacimiento jamás me ha dejado sola, ayudándome siempre a aprender de mis errores y ser mejor cada día. De igual forma a mis padres por su apoyo incondicional, quienes con su ejemplo y cariño estuvieron en todo momento y fueron mi impulso para terminar con éxito mi etapa universitaria y a mi amigo el Ingeniero Mike Antonio Ortiz Blandón gracias por tu ayuda.

***Martha Sylene Poveda Téllez.***

Quiero agradecer infinitamente a nuestro Padre Celestial y mis familiares por ayudarme a concluir esta etapa universitaria; especialmente mi abuela materna María Hernández que estuvo todos estos años a mi lado, apoyándome y agradecida con Dios de tenerla aún conmigo. De igual manera, quiero agradecer a mis amigos Martha Poveda y Keneth Mora que siempre me han dado fuerzas y han creído en mí hasta en los momentos de mayor dificultad y a toda mi pequeña familia. Gracias por construir fuerzas en mí que yo creía que ya no existían.

***Geraldina de los Ángeles Rivera Hernández***

Quiero dar infinitamente gracias Dios por brindarnos las fuerzas y la sabiduría para culminar nuestro trabajo monográfico. De igual manera a mi amada madre Martha Lorena Cajina por todo su esfuerzo, dedicación y amor incondicional, a la cual le estaré eternamente agradecido y al resto de familiares que mi brindaron las fuerzas para luchar por mis sueños. Además, quiero expresar mi agradecimiento a nuestro tutor Msc. Ing. Yader Jarquín Montalván y al resto de profesores y compañeros que contribuyeron con nuestra formación académica. Al Ingeniero Kelieth Martín Navas Guerrero director de desarrollo en la empresa HRJ Property S.A. por su disposición, ayuda, consejos y orientaciones en el ámbito de la programación a lo largo de la elaboración del presente trabajo monográfico. A la maestra Msc. Ing. Matilde Belén Avilés profesora titular de la Universidad Nacional de Ingeniería. Al Reverendo Carlos Manuel Villagra y al resto de mis hermanos bautistas que me apoyaron durante mis años de formación académica.

***Keneth Josué Mora Cajina***

## **RESUMEN DEL TEMA**

**CAPÍTULO I:** En el capítulo I se muestra los aspectos generales del presente trabajo monográfico, donde se presenta la introducción, antecedentes, justificación y objetivos que constituyen la médula espinal de la presente investigación, dado que se señalan las razones principales por las que llevó a cabo el presente tema, además de brindar un acercamiento del contenido que se desempeñó según los objetivos establecidos.

**CAPÍTULO II:** Se presentan los códigos de diseño que el software utilizará para realizar sus funciones, además se presentarán las principales razones por las que se omitió el uso de las normas mínimas para la construcción en acero estructural del reglamento nacional de la construcción en la herramienta desarrollada.

**CAPÍTULO III:** Se muestran los aspectos básicos de los miembros sometidos a flexión, además de los estados límites, las ecuaciones de diseño y aspectos fundamentales del código aplicable (según lo definido en los objetivos) para el diseño de las vigas convencionales, ya estos criterios fueron implementados en el desarrollo del software para la revisión y diseño.

**CAPÍTULO IV:** Se presentan los aspectos básicos de los miembros sometidos a compresión, además de las ecuaciones de diseño y los criterios implementados para el cálculo de los efectos de pandeo. En adición se presenta un resumen del procedimiento y reglas para el cálculo de los efectos de segundo orden, y se muestra el cálculo de la relación demanda-capacidad para una viga-columna. Dado que todos los criterios implementados en este capítulo serán fundamentales para el diseño de los miembros establecidos para el software.

**CAPÍTULO V:** En este capítulo se presenta la filosofía de diseño sismorresistente, las combinaciones de carga implementadas en el software, los factores necesarios para el diseño sísmico y el control del pandeo local para la ductilidad del miembro para garantizar cierto grado de ductilidad según las indicaciones de los códigos a utilizar.

**CAPÍTULO VI:** Se presentan las consideraciones fundamentales para el diseño de vigas y columnas en un marco especial a momento, específicamente para la revisión de un

marco con conexiones de viga reducida, tanto las restricciones, requerimientos y ecuaciones a implementar.

**CAPÍTULO VII:** Se muestran los requerimientos, ecuaciones y procedimiento de cálculo a implementar para el diseño de vigas, columnas y arriostres en marcos especiales concéntricamente arriostrados. Además, se presenta los aspectos relacionados con el mecanismo plástico del sistema estructural y su influencia sobre los otros miembros.

**CAPITULO VIII:** Se presentan los aspectos fundamentales para del diseño del enlace, viga fuera del enlace, columnas y arriostres en un marco arriostrado excéntricamente. Además, se presenta las ecuaciones implementadas para la carga sísmica inducida debido a la resistencia esperada del fusible estructural.

**CAPÍTULO IX:** Se muestran los requerimientos, ecuaciones y procedimientos de cálculos para el diseño de vigas, columnas y arriostres en marcos con arrostramiento restringido contra el pandeo, a partir de los códigos de diseño aplicados (según los objetivos del presente documento). Además, se presenta la influencia del mecanismo plástico en el diseño de la viga y la columna.

**CAPÍTULO X:** Se presentan los criterios fundamentales para revisar la losa de entepiso debido a actividad humana, tanto los principales aspectos de la excitación al caminar como de la excitación rítmica. Además, se presenta de manera resumida el procedimiento de cálculo de los parámetros dinámicos que intervienen en la razón de aceleración del sistema de piso.

**CAPÍTULO XI:** De manera general este capítulo muestra los requerimientos para la instalación del software, además de sus ventajas, limitaciones, alcances y la validación del programa con ejemplos de diseño del AISC y libros de texto.

## Índice

<b>CAPITULO I – GENERALIDADES</b> .....	1
<b>1.1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1.2. ANTECEDENTES</b> .....	2
<b>1.3. JUSTIFICACIÓN</b> .....	3
<b>1.4. OBJETIVOS</b> .....	4
<b>1.4.1. OBJETIVO GENERAL</b> .....	4
<b>1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> .....	4
<b>CAPÍTULO II – CÓDIGOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO</b> .....	5
<b>2.1. Limitantes de diseño del RNC-07 y AE-001</b> .....	5
<b>2.1.1. Carga sísmica</b> .....	5
<b>2.1.2. Diseño de sistemas especiales sismorresistente</b> .....	6
<b>2.1.3. Diseño de entrepiso por vibración debido a actividad humana</b> .....	7
<b>2.2. Especificaciones AISC-360-10</b> .....	7
<b>2.3. Provisiones Sísmicas AISC-341-10</b> .....	8
<b>2.4. Manual de Diseño Sísmico (AISC-327-10)</b> .....	8
<b>2.5. Guía de diseño número once del AISC</b> .....	8
<b>CAPÍTULO III – DISEÑO CONVENCIONAL DE VIGAS</b> .....	9
<b>3.1. Aspectos Básicos de la flexión</b> .....	9
<b>3.1.1. Momento Plástico</b> .....	9
<b>3.1.2. Capacidad a flexión</b> .....	9
<b>3.1.3. Estabilidad local</b> .....	10
<b>3.1.4. Estabilidad lateral</b> .....	10
<b>3.1.5. Coeficiente Cb</b> .....	11
<b>3.2. Resistencia a la flexión en el mayor de miembros compactos</b> .....	12

3.2.1.	<b>Miembros con adecuado soporte lateral .....</b>	12
3.2.2.	<b>Miembros con inadecuado soporte lateral .....</b>	12
3.3.	<b>Resistencia a la flexión en el eje mayor de miembros con patines no compactos o esbeltos.....</b>	13
3.3.1.	<b>Miembros con patines no compactos .....</b>	13
3.3.2.	<b>Miembros con patines esbeltos.....</b>	13
3.4.	<b>Resistencia a la flexión en el eje mayor de miembros de alma no compacta o esbelta.....</b>	13
3.5.	<b>Resistencia a flexión en el eje menor.....</b>	14
3.5.1.	<b>Miembros con patines compactos .....</b>	14
3.5.2.	<b>Miembros con patines no compactos .....</b>	14
3.5.3.	<b>Miembros con patines esbeltos.....</b>	14
3.6.	<b>Resistencia nominal a corte en el eje fuerte.....</b>	14
3.7.	<b>Resistencia nominal a corte en eje débil .....</b>	15
3.8.	<b>Flexión Biaxial .....</b>	15
<b>CAPÍTULO IV: DISEÑO CONVENCIONAL DE COLUMNAS Y VIGA-COLUMNAS ...</b>		16
4.1.	<b>Aspectos básicos de la compresión .....</b>	16
4.1.1.	<b>Carga crítica de Pandeo de Euler .....</b>	16
4.1.2.	<b>Módulo tangente y la carga crítica de pandeo.....</b>	16
4.1.3.	<b>Factor de Longitud efectiva, K.....</b>	17
4.1.4.	<b>Capacidad a la compresión.....</b>	19
4.1.5.	<b>Límites de esbeltez local (relación ancho-espesor).....</b>	19
4.2.	<b>Pandeo Flexionante en miembros de elementos no esbeltos .....</b>	20
4.2.1.	<b>Esfuerzo crítico, <math>F_{cr}</math>.....</b>	20
4.2.2.	<b>Resistencia nominal a la compresión .....</b>	20
4.3.	<b>Pandeo Flexionante en miembros de elementos esbeltos.....</b>	20

4.3.1.	<b>Esfuerzo crítico, <math>F_{cr}</math></b> .....	21
4.3.2.	<b>Coeficiente de ajuste por efecto de pandeo local neto, <math>Q</math></b> .....	21
4.3.3.	<b>Resistencia nominal a la compresión</b> .....	21
4.4.	<b>Pandeo Torsional</b> .....	22
4.4.1.	<b>Esfuerzo de pandeo torsional elástico, <math>F_e</math></b> .....	22
4.4.2.	<b>Esfuerzo crítico, <math>F_{cr}</math></b> .....	22
4.5.	<b>Miembros sometidos a Flexo-compresión</b> .....	22
4.6.	<b>Diseño por estabilidad</b> .....	23
4.6.1.	<b>Efectos de segundo orden</b> .....	23
4.6.2.	<b>Análisis aproximado de segundo orden</b> .....	25
4.6.3.	<b>Método de la longitud efectiva</b> .....	27
4.6.4.	<b>Método de análisis directo</b> .....	28
<b>CAPÍTULO V: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN ESTRUCTURAS DE ACERO</b> ....		30
5.1.	<b>Introducción</b> .....	30
5.2.	<b>Filosofía del diseño sismorresistente</b> .....	30
5.3.	<b>Factores o parámetros para el diseño sísmico</b> .....	31
5.3.1.	<b>Factor sísmico de importancia (<math>I_e</math>)</b> .....	32
5.3.2.	<b>Factor de modificación de respuesta (<math>R</math>), sobrerresistencia (<math>\Omega_o</math>) y amplificación de la deflexión (<math>C_d</math>)</b> .....	32
5.3.3.	<b>Factor de períodos cortos (<math>SDS</math>) y períodos de 1 seg (<math>SD1</math>)</b> .....	33
5.3.4.	<b>Categorías de diseño sísmico</b> .....	33
5.3.5.	<b>Factor de redundancia estructural (<math>\rho</math>)</b> .....	34
5.4.	<b>Combinaciones de carga</b> .....	34
5.4.1.	<b>Combinaciones básicas</b> .....	34
5.4.2.	<b>Combinaciones que incluyen el efecto sísmico</b> .....	34

5.4.3.	Combinaciones que incluyen el factor de sobrerresistencia.....	35
5.5.	Control del pandeo local y la ductilidad de vigas y columnas.....	35
5.5.1.	Control de pandeo de los patines.....	35
5.5.2.	Control de pandeo del alma .....	36
5.6.	Control del pandeo local y ductilidad de las arriostres .....	36
5.6.1.	Control de pandeo del alma para perfiles I.....	37
5.6.2.	Control de pandeo local para perfiles HSS rectangulares .....	37
5.6.3.	Control de pandeo local para perfiles HSS circulares.....	37
<b>CAPÍTULO VI: MARCOS ESPECIALES A MOMENTOS (SMF) .....</b>		<b>38</b>
6.1.	Introducción .....	38
6.2.	Diseño sísmico de vigas en SMF.....	38
6.2.1.	Control de pandeo local .....	38
6.2.2.	Control del pandeo lateral-torsional en vigas .....	38
6.2.3.	Criterio de Columna fuerte - Viga débil.....	39
6.2.4.	Sección de viga reducida (Reduced Beam Section, RBS) .....	41
6.2.5.	Resistencia disponible de la viga .....	43
6.3.	Diseño sísmico de columnas en un SMF.....	44
6.3.1.	Control del pandeo local .....	44
6.3.2.	Resistencia disponible en la columna .....	44
6.3.3.	Revisión especial de la columna .....	44
<b>CAPÍTULO VII: MARCOS ESPECIALES CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF).....</b>		<b>45</b>
7.1.	Introducción .....	45
7.2.	Diseño sísmico de los arriostres en un SCBF.....	46
7.2.1.	Control del pandeo local .....	46

7.2.2.	Control de la relación de esbeltez .....	46
7.2.3.	Resistencia esperada del miembro .....	46
7.2.4.	Resistencias disponibles en el miembro .....	47
7.2.5.	Resistencias requeridas en vigas y columnas debido al mecanismo plástico .....	48
7.3.	Diseño sísmico de columnas en un SCBF .....	51
7.3.1.	Control del pandeo local .....	51
7.3.2.	Resistencias disponibles en el miembro .....	51
7.3.3.	Revisión especial de la columna .....	51
7.4.	Diseño sísmico de vigas en un SCBF .....	52
7.4.1.	Control del pandeo local .....	52
7.4.2.	Control del espaciamiento máximo en la viga .....	52
7.4.3.	Requerimientos del arrostramiento nodal .....	52
7.4.4.	Resistencias disponibles en el miembro .....	53
7.4.5.	Revisión especial de la viga.....	53
<b>CAPÍTULO VIII: MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF) .....</b>		<b>54</b>
8.1.	Introducción .....	54
8.2.	Diseño sísmico del enlace en un EBF .....	55
8.2.1.	Control del pandeo local .....	55
8.2.2.	Comportamiento y resistencia del enlace .....	55
8.2.3.	Ángulo de rotación máximo en el enlace.....	58
8.2.4.	Requerimientos de las vigas de arrostramiento nodal .....	60
8.2.5.	Diseño de los rigidizadores .....	61
8.3.	Diseño sísmico de la viga fuera del enlace en un EBF .....	62
8.3.1.	Control del pandeo local .....	62

8.3.2.	Control del pandeo lateral-torsional.....	62
8.3.3.	Revisión especial en la viga fuera del enlace.....	63
8.3.4.	Resistencia disponible en el miembro .....	65
8.4.	Diseño sísmico de las arriostres en un EBF.....	65
8.4.1.	Control del pandeo local .....	65
8.4.2.	Revisión especial del arrostramiento.....	65
8.4.3.	Resistencia disponible en el miembro .....	67
8.5.	Diseño sísmico de las columnas en un EBF .....	68
8.5.1.	Control del pandeo local .....	68
8.5.2.	Revisión especial de la columna .....	68
8.5.3.	Resistencia disponible en el miembro .....	69
<b>CAPITULO IX: MARCOS ARRIOSTRADOS CONTRA PANDEO RESTRINGIDO</b>		
<b>(BRBF).....</b>		
9.1.	Introducción .....	70
9.2.	Diseño sísmico de arriostres en un BRBF.....	70
9.2.1.	Área requerida.....	71
9.2.2.	Deformación esperada .....	71
9.2.3.	Resistencia esperada del miembro .....	72
9.2.4.	Resistencias disponibles en el miembro .....	72
9.2.5.	Resistencias requeridas en vigas y columnas debido al mecanismo plástico.....	72
9.3.	Diseño sísmico de columnas en un BRBF.....	75
9.3.1.	Control del pandeo local .....	75
9.3.2.	Resistencias disponibles en el miembro .....	76
9.4.	Diseño sísmico de vigas en un BRBF .....	76
9.4.1.	Control del pandeo local .....	76

9.4.2.	Control del espaciamiento máximo en la viga .....	77
9.4.3.	Requerimientos del arrostramiento nodal .....	77
9.4.4.	Resistencias disponibles en el miembro .....	77
<b>CAPITULO X: DISEÑO DE ENTREPISO POR VIBRACIÓN DEBIDO A ACTIVIDAD HUMANA .....</b>		<b>78</b>
10.1.	Principios básicos de la vibración de piso y términos asociados .....	78
10.1.1.	Terminología básica de vibración .....	78
10.1.2.	Principios de vibración de piso .....	80
10.2.	Criterios de aceptación para confort humano.....	83
10.2.1.	Respuesta humana al movimiento del piso.....	83
10.2.2.	Criterios recomendados para el diseño estructural .....	84
10.3.	Frecuencia natural del sistema de piso en marcos de acero .....	88
10.3.1.	Relaciones fundamentales.....	88
10.3.2.	Acción compuesta .....	90
10.3.3.	Peso distribuido.....	91
10.3.4.	Deflexión en miembros continuos.....	91
10.3.5.	Deflexión debido a corte en vigas y armaduras.....	92
10.3.6.	Consideraciones especiales para las vigas de alma abierta .....	93
10.4.	Diseño para excitación al caminar .....	95
10.4.1.	Criterio recomendado.....	95
10.4.2.	Estimación de los parámetros requeridos.....	96
10.4.3.	Aplicación del criterio.....	101
10.5.	Diseño por excitación rítmica.....	103
10.5.1.	Criterio recomendado.....	103
10.5.2.	Estimación de los parámetros requeridos.....	105

10.5.3.	Aplicación del criterio.....	108
<b>CAPÍTULO XI: DESARROLLO Y VALIDACIÓN DEL SOFTWARE PARFS-SGK 2019</b>		
<b>VERSIÓN 1.0 .....</b>		
11.1.	Programación orientada a objetos aplicada a la ingeniería civil .....	109
11.1.1.	Introducción .....	109
11.1.2.	Clases y Objetos .....	109
11.1.3.	Métodos de una clase.....	109
11.1.4.	Herencias.....	110
11.1.5.	Polimorfismo .....	111
11.2.	Descripción de PARFS-SGK 2019 versión 1.0.....	112
11.2.1.	Lenguaje de programación y librerías .....	112
11.2.2.	Requerimiento del sistema para instalación del software .....	112
11.2.3.	Alcances del software .....	112
11.2.4.	Limitaciones del software .....	114
11.2.5.	Ventajas del software .....	115
11.3.	Validación del software PARFS-SGK 2019 v1.0 .....	117
11.3.1.	Introducción .....	117
11.3.2.	Validación del diseño de vigas convencionales .....	117
11.3.3.	Validación del diseño de columnas convencionales.....	118
11.3.4.	Validación del diseño de un SMF .....	119
11.3.5.	Validación del diseño de un SCBF .....	120
11.3.6.	Validación del diseño de un EBF.....	121
11.3.7.	Validación del diseño de un BRBF .....	122
11.3.8.	Validación del diseño de entepiso .....	122

<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>124</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>127</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>129</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>I</b>
<b>__ ANEXO A: Fórmulas de diseño .....</b>	<b>II</b>
<b>__ ANEXO B: Tablas de diseño .....</b>	<b>XV</b>
<b>__ ANEXO C: Referencias de los ejercicios para la validación .....</b>	<b>XVII</b>
<b>__ ANEXO D: Manual de usuario de PARFS-SGK 2019 v1.0 .....</b>	<b>XXI</b>

## **NOTAS GENERALES:**

### **CAPÍTULO III: DISEÑO CONVENCIONAL DE VIGAS**

$A_w$ : Área del alma.

$b_f$ : Ancho del patín.

$C_b$ : Factor de ajuste de la resistencia a la flexión por gradiente de momentos.

$C_v$ : Factor de ajuste de la resistencia por corte.

$E$ : Módulo de Elasticidad del Acero (29,000 si).

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de la sección por pandeo elástico.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$\phi_b$ : Factor de minoración LRFD para flexión igual a 0.9.

$h$ : Altura del alma.

$K_c$ : Factor de ajuste de la resistencia por pandeo del patín esbelto en compresión.

$L_b$ : Longitud no arriostrada de la viga.

$L_p$ : Longitud límite para la falla por momento plástico.

$L_r$ : Longitud límite para la falla por pandeo elástico.

$\lambda_f$ : Relación de esbeltez local de patín.

$\lambda_w$ : Relación de esbeltez local del alma.

$\lambda_p$ : Relación de esbeltez límite para una sección compacta.

$\lambda_r$ : Relación de esbeltez límite para una sección esbelta.

$M_A$ : Momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado.

$M_B$ : Momento en la mitad del segmento no arriostrado.

$M_C$ : Momento en los tres cuartos del segmento no arriostrado.

$M_{max}$ : Momento máximo en el segmento no arriostrado.

$M_n$ : Momento nominal o capacidad nominal a la flexión.

$\phi_b M_n$ : Momento disponible o capacidad disponible a la flexión.

$\phi_b M_{nx}$ : Momento disponible o capacidad disponible a la flexión en el eje fuerte.

$\phi_b M_{ny}$ : Momento disponible o capacidad disponible a la flexión en el eje débil.

$M_p$ : Momento plástico.

$M_u$ : Momento actuante mayorado.

$M_{ux}$ : Momento actuante mayorado en el eje fuerte.

$M_{uy}$ : Momento actuante mayorado en el eje débil.

$S_x$ : Módulo de sección elástico en eje fuerte.

$S_y$ : Módulo de sección elástico en eje débil.

$t_f$ : Espesor del patín.

$t_w$ : Espesor del alma.

$V_n$ : Resistencia nominal a corte.

$Z_x$ : Módulo de sección plástico en eje fuerte.

$Z_y$ : Módulo de sección plástico en eje débil.

#### **CAPÍTULO IV: DISEÑO CONVENCIONAL DE COLUMNAS Y VIGA-COLUMNAS**

A: Área de la sección transversal.

$A_g$ : Área gruesa de la sección transversal de la columna.

$C_w$ : Coeficiente de alabeo de la sección.

E: Módulo de Elasticidad del Acero (29,000 ksi).

$E_t$ : Módulo de Tangente del Acero.

$(EI/L)_c$ : Rigidez rotacional de las columnas.

$(EI/L)_g$ : Rigidez rotacional de las vigas.

$F_e$ : Esfuerzo de pandeo crítico elástico, torsional o flexo-torsional.

$F_{ex}$ : Esfuerzo de pandeo elástico en el eje fuerte.

$F_{ey}$ : Esfuerzo de pandeo elástico en el eje débil.

$F_{ez}$ : Esfuerzo de pandeo torsional en el eje longitudinal.

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de la sección para columnas esbeltas o no esbeltas.

$\phi_c$ : Factor de minoración LRFD para la compresión igual a 0.9.

G: Módulo de elasticidad transversal o corte (11,200 ksi).

$G_A$ : Factor de restricción rotacional de la junta inferior.

$G_B$ : Factor de restricción rotacional de la junta superior.

H: Factor de ajuste que considera los efectos del centroide y el radio de corte.

I: Momento de inercia de la sección transversal.

$I_x$ : Momento de inercia respecto al eje fuerte de la sección.

$I_y$ : Momento de inercia respecto al eje débil de la sección.  
 $J$ : Constante torsional de Saint Venant.  
 $K$ : Factor de longitud efectiva.  
 $K_z$ : Factor de longitud efectiva en el eje longitudinal de la sección.  
 $L$ : Longitud no arriostrada de la columna.  
 $M_{rx}$ : Momento requerido en el eje fuerte.  
 $M_{ry}$ : Momento requerido en el eje débil.  
 $M_{cx}$ : Momento disponible en el eje fuerte.  
 $M_{cy}$ : Momento disponible en el eje débil.  
 $P_e$ : Carga crítica elástica de Euler.  
 $P_c$ : Carga axial disponible.  
 $P_{cr}$ : Carga crítica de pandeo inelástico.  
 $P_n$ : Resistencia nominal a la compresión.  
 $\phi_c P_n$ : Capacidad a la compresión o resistencia a la compresión.  
 $P_r$ : Carga axial requerida.  
 $P_u$ : Demanda a la compresión o carga axial de compresión mayorada.  
 $Q$ : Factor de ajuste por efecto de pandeo local neto.  
 $Q_s$ : Factor de ajuste del elemento no rigidizado.  
 $Q_a$ : Factor de ajuste del elemento rigidizado.  
 $\bar{r}_o$ : Radio de giro polar en torno al centro de corte.  
 $x_o, y_o$ : Coordenadas del centro de cortante de la sección respecto al centroide.

#### **CAPÍTULO IV, Sección 4.7: Diseño por estabilidad**

$\alpha$ : Factor LRFD igual a 1.0.  
 $B_1$ : Factor de amplificación por efecto de segundo orden P- $\delta$ .  
 $B_2$ : Factor de amplificación por efecto de segundo orden P- $\Delta$ .  
 $C_m$ : Coeficiente basado en el análisis de primer orden, suponiendo traslación nula.  
 $\Delta_H$ : Deriva de entrepiso obtenida de un análisis de primer orden.  
 $EA$ : Rigidez axial del miembro.  
 $EA^*$ : Rigidez axial reducida del miembro.

$EI$ : Rigidez Flexionante del miembro.

$EI^*$ : Rigidez Flexionante reducida del miembro.

$H$ : Esfuerzo de corte de piso debido a cargas laterales.

$M_{nt}$ : Resistencia por flexión requerida en el análisis de primer orden en el pórtico sin desplazabilidad.

$M_{lt}$ : Resistencia por flexión requerida en el análisis de primer orden en el pórtico con desplazabilidad.

$M_1/M_2$ : Es la razón del menor al mayor de los momentos en los extremos de la porción del miembro no arriostrada lateralmente en el plano de flexión estudiado. Esta relación se considera positiva si el miembro está flectado en doble curvatura y negativo en curvatura simple.

$N_i$ : Carga ficticia aplicada en el nivel  $i$ .

$P_{e1}$ : Resistencia al pandeo elástico, suponiendo que no hay desplazamiento de nudos.

$P_{e\ story}$ : Carga elástica total del entrepiso.

$P_{lt}$ : Resistencia axial requerida en el análisis de primer orden en el pórtico con desplazabilidad.

$P_{mf}$ : Carga vertical total en las columnas en el piso que sea parte de pórticos rígidos. (0 para pórticos arriostrados).

$P_{nt}$ : Resistencia axial requerida en el análisis de primer orden en el pórtico sin desplazabilidad.

$P_{story}$ : Carga vertical total, soportada por piso empleando las combinaciones cargas LRFD, según corresponda.

$P_y$ : Carga de fluencia.

$\tau_b$ : Factor de reducción de la rigidez flexionante.

$Y_i$ : Carga gravitacional aplicada en el nivel  $i$ .

## **CAPÍTULO V: Diseño Sismorresistente en estructuras de acero**

$a_o$ : Factor de aceleración sísmica (Mapa de isoaceleraciones, Anexo C, RNC-17).

$C_a$ : Razón de la carga axial de compresión factorada entre la carga de fluencia minorada.

$C_d$ : Factor de amplificación de la deflexión.

$C_u$ : Cargas factoradas o cargas últimas.

D: Carga muerta.  
E: Superposición de carga sísmica (efecto horizontal y vertical).  
H: Carga debido a presiones de suelo, agua y otros materiales.  
 $I_e$ : Factor sísmico de importancia.  
L: Cargas viva de entepiso.  
 $L_r$ : Carga viva de techo.  
 $\lambda_{hd}$ : Razón límite de ancho-espesor para miembros de alta ductilidad.  
 $\lambda_{md}$ : Razón límite de ancho-espesor para miembros moderadamente dúctiles.  
 $\Omega_o$ : Factor de sobrerresistencia.  
 $Q_E$ : Efecto horizontal de la carga sísmica.  
R: Carga de lluvia.  
R: Factor modificación de respuesta.  
 $\rho$ : Factor de redundancia.  
 $S_{DS}$ : Factor de períodos cortos.  
 $S_{D1}$ : Factor de períodos de 1 segundo.  
S: Factor de amplificación por tipo de suelo (Tabla 2, Artículo 25, RNC-17).  
 $0.2S_{DS}D$ : Efecto vertical de la carga sísmica.  
 $T_b$ : Período límite igual a 0.6 segundos (Artículo 27, RNC-17).  
W: Carga de viento.

## **CAPÍTULO VI: MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)**

a, b, c: Dimensiones de la sección de viga reducida.  
 $A_{cp}$ : Área requerida de placas de continuidad.  
 $A_g$ : Área gruesa en la columna.  
 $b_{cp}$ : Ancho requerido de placas de continuidad.  
 $b_{fb}$ : Ancho de los patines de la viga.  
 $b_{fc}$ : Ancho de los patines de la columna.  
 $b_{f,RBS}$ : Ancho del patín en el centro de la sección de viga reducida.  
 $C_{pr}$ : Factor de endurecimiento del acero en la viga.  
 $d_b$ : Peralte de la viga.

$d_c$ : Peralte de la columna.

$f_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia en la viga.

$f_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia en la columna.

$L_h$ : Distancia entre rótulas plásticas de la viga.

$L_v$ : Claro libre de la columna.

$L_{v1}$ : Claro libre en la columna inferior.

$L_{v2}$ : Claro libre en la columna superior.

$\lambda_{f,RBS}$ : Razón de ancho-espesor en el centro de la sección de viga reducida.

$M_f$ : Resistencia a la flexión esperada en la cara de las columnas.

$M_p$ : Momento plástico de la viga.

$M_{pb}$ : Momento probable en la rótula de la viga.

$M_{pc}$ : Momento probable en la columna.

$M_{pb}^*$ : Momento máximo probable de la viga.

$M_{pc}^*$ : Momento máximo probable de la columna.

$\sum M_{pb}^*$ : Sumatoria de los momentos máximos probables de las vigas.

$\sum M_{pc}^*$ : Sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas.

$P_u$ : Carga axial mayorada en la columna.

$P_{uc}$ : Carga axial última de compresión en la columna.

$P_y$ : Carga de fluencia en la columna.

$Q$ : Carga gravitacional distribuida sobre la viga.

$R$ : Radio de curvatura de la sección de viga reducida.

$R_v$ : Resistencia nominal en el panel.

$R_y$ : Razón del esfuerzo de fluencia esperado entre el esfuerzo de fluencia mínimo.

$R_{yb}$ : Razón del esfuerzo de fluencia esperado entre el esfuerzo de fluencia mínimo en la viga.

$R_{yc}$ : Razón del esfuerzo de fluencia esperado entre el esfuerzo de fluencia mínimo en la columna.

$S_h$ : Distancia de la cara de la columna a la rótula de la viga (Depende de la conexión).

$t_{fb}$ : Espesor de los patines de la viga.

$t_{fc}$ : Espesor de los patines de la columna.

$t_{wc}$ : Espesor del alma de la columna.

$V_g$ : Cortante gravitacional en la rótula de la viga.

$V_{uc}$ : Cortante último esperado en la columna.

$V_{uv}$ : Cortante último esperado en la rótula de la viga.

$Z_b$ : Módulo de sección plástico de la viga.

$Z_c$ : Módulo de sección plástico de la columna.

$Z_{RBS}$ : Módulo de sección plástico en el centro de la sección de viga reducida.

## **CAPÍTULO VII: MARCOS ESPECIALES CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)**

$A_g$ : Área gruesa de la sección transversal.

$\beta_{br}$ : Rigidez axial requerida en la viga transversal de arrostramiento nodal.

$C_d$ : Coeficiente que considera la rigidez requerida de la viga transversal en el punto de inflexión, igual a 1.

$E_{mh}$ : Fuerza sísmica que incluye la sobrerresistencia.

$F_{cre}$ : Esfuerzo crítico esperado en los arrostramientos.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$\phi_t$ : Factor de minoración LRFD en la tensión, igual a 0.9.

$h_o$ : Distancia entre centroides de los patines.

$L_b$ : Longitud no arriostrada en la viga.

$M_r$ : Momento esperado en la viga principal.

$P_{br}$ : Resistencia axial requerida en la viga transversal del arrostramiento nodal.

$P_t$ : Resistencia esperada a la tensión en los arrostramientos.

$P_n$ : Resistencia esperada a la compresión en los arrostramientos.

$P_{residual}$ : Resistencia esperada en post-pandeo

$\phi_t P_n$ : Resistencia disponible a tensión.

$R_y$ : Factor de sobrerresistencia del acero.

## **CAPÍTULO VIII: MARCOS EXCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (EBF)**

$A_{lw}$ : Área del alma.

$b_f$ : Ancho del patín.

$\beta_{br}$ : Rigidez axial requerida en las vigas de arrostramiento nodal.

$C_d$ : Factor de amplificación de la deflexión.

$d$ : Peralte del miembro.

$\Delta_e$ : Deflexión elástica del entrepiso o deriva de primer orden.

$\Delta_p$ : Deflexión plástica del entrepiso o deriva amplificada.

$e$ : Longitud del enlace.

$e_{crítico}$ : Longitud crítica del enlace.

$E$ : Módulo de Elasticidad del Acero (29,000 ksi).

$FD$ : Factor de distribución de momentos.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$\gamma_a$ : Ángulo de rotación máximo permitido en el enlace.

$\gamma_p$ : Ángulo de rotación del enlace.

$h$ : Altura del entrepiso o nivel.

$h_o$ : Distancia entre centroides de los patines.

$I_{br}$ : Momento de inercia de la riostra.

$I_{bol}$ : Momento de inercia de la viga fuera de enlace.

$L$ : Longitud total de la viga.

$l_b$ : Longitud no soportada de la viga.

$L_{br}$ : Longitud de la riostra.

$L_{bol}$ : Longitud de la viga fuera de enlace.

$M_{bol}$ : Momento distribuido en la viga fuera del enlace.

$M_{br}$ : Momento distribuido en el arrostramiento.

$M_{Emh}$ : Momento debido al sismo amplificado.

$M_{link}$ : Momento esperado en el enlace.

$M_p$ : Momento plástico en el enlace.

$M_{QE}$ : Momento debido al sismo.

$M_r$ : Momento esperado en el miembro.

$M_u$ : Resistencia torsional requerida en las vigas de arrostramiento nodal.

$\Omega_o$ : Factor de sobrerresistencia.

$P_c$ : Carga axial disponible.

$P_{Emh}$ : Carga axial debido al sismo amplificado.

$P_{QE}$ : Carga axial debido al sismo.

$P_{link}$ : Carga axial esperada en el enlace.

$P_r$ : Carga axial requerida.

$P_u$ : Resistencia axial requerida en las vigas de arrostramiento nodal.

$r_y$ : Radio giro con respecto al eje y.

$R_y$ : Razón del esfuerzo de fluencia esperado entre el esfuerzo de fluencia mínimo.

$t_w$ : Espesor del alma.

$\theta$ : Ángulo formado entre la riostra y la horizontal.

$\theta_p$ : Ángulo de rotación plástico del nivel, en radianes.

$V_{Emh}$ : Cortante debido al sismo amplificado.

$V_{link}$ : Cortante esperado en el enlace.

$V_n$ : Resistencia nominal a corte del enlace.

$V_p$ : Cortante plástico en el enlace.

$V_{QE}$ : Cortante debido al sismo.

$V_{QE\_link}$ : Cortante debido al sismo en el enlace.

$Z_x$ : Módulo de sección plástico en eje fuerte.

## **CAPÍTULO VII: MARCOS ARRIOSTRADOS CONTRA PANDEO RESTRINGIDO (BRBF)**

$A_g$ : Área gruesa de la sección transversal.

$A_{sc}$ : Área gruesa de la sección transversal del núcleo de acero de las riostras.

$\beta$ : Factor de ajuste de la resistencia a compresión.

$C_d$ : Factor de amplificación de deflexión.

$\Delta$ : Deriva de diseño que incluye acción inelástica.

$\Delta_h$ : Deriva de entrepiso de análisis de primer orden.

$F_h$ : Fuerza horizontal no balanceada.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$F_v$ : Fuerza vertical no balanceada.

$F_{y_{sc}}$ : Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero de las riostras.

$I_e$ : Factor de importancia.

$M_{Emh}$ : Momento producido por fuerza sísmica que incluye la sobrerresistencia.

$\omega$ : Factor de ajuste por endurecimiento de deformación.

$P_{Emh}$ : Compresión producida por fuerza sísmica que incluye la sobrerresistencia.

$\phi_t P_n$ : Resistencia disponible a tensión.

$P_n$ : Resistencia nominal a la compresión.

$P_{y_{sc}}$ : Resistencia axial nominal.

$R_y$ : Factor de sobrerresistencia del acero.

$T_{Emh}$ : Tensión producida por fuerza sísmica que incluye la sobrerresistencia.

$T_u$ : Carga axial de tensión mayorada.

$V_{Emh}$ : Cortante producido por fuerza sísmica que incluye la sobrerresistencia.

## **CAPÍTULO X: DISEÑO DE ENTREPISO POR VIBRACIÓN DEBIDO A ACTIVIDAD HUMANA**

$a_i$ : Aceleración pico del  $i$ -ésimo armónico.

$a/g$ : Razón de la aceleración del piso a la aceleración de la gravedad.

$a_p/g$ : Aceleración pico estimada.

$a_o/g$ : Aceleración límite de la Figura 10.2-1.

$\alpha_i$ : Coeficiente dinámico para el  $i$ -ésimo armónico competente de fuerza.

$B$ : Ancho efectivo.

$B_j$ : Ancho efectivo para los modos de paneles de viguetas.

$B_g$ : Ancho efectivo para los modos de paneles de vigas principales.

$\beta$ : Razón de amortiguamiento modal.

$C_j$ : Factor que toma en consideración la ubicación relativa de las viguetas para el cálculo del ancho efectivo del panel.

$C_g$ : Factor que toma en consideración el tipo de conexión entre la vigueta y la viga maestra para el cálculo del ancho efectivo del panel.

$C_r$ : Coeficiente de modificación del momento de inercia de los tendones de la armadura.

$D$ : Peralte del miembro.

$d_e$ : Peralte efectivo de la losa de concreto, usualmente tomado como la profundidad del concreto encima de la lámina más la mitad de la profundidad de la lámina.

$D_g$ : Momento de inercia transformado de vigas principales por unidad de ancho.

$D_j$ : Momento de inercia transformado de viguetas por unidad de ancho.

$D_s$ : Momento de inercia transformado de la losa por unidad de ancho.

$\Delta$ : Deflexión en el punto medio del claro de una viga simplemente apoyada con una carga distribuida uniformemente.

$\Delta_c$ : Acortamiento de la columna debido al peso soportado.

$\Delta_g$ : Deflexión en el punto medio del claro de una viga principal.

$\Delta_{gp}$ : Deflexión máxima de la viga principal debido a una carga concentrada de 1 KN (0.255 kip),  $P_1$ , usando el mismo momento de inercia efectivo, tal como se utiliza en el cálculo de la frecuencia.

$\Delta_j$ : Deflexión en el punto medio del claro de una vigueta.

$\Delta_{jp}$ : Deflexión del panel de vigueta bajo fuerzas concentradas.

$\Delta_{oj}$ : Deflexión estática de la viga-T simplemente apoyada, debido a una carga puntual de 1 KN (0.225 Klb), calculada de acuerdo al momento de inercia efectivo, utilizado en el cálculo de la frecuencia.

$\Delta_p$ : Deflexión total.

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero.

$f$ : Frecuencia de fuerzas.

$F$ : Fuerza repetitiva.

$f_g$ : Frecuencia del modo de paneles de vigas maestras.

$f_j$ : Frecuencia del modo de paneles de viguetas.

$f_n$ : Frecuencia natural de la estructura de piso.

$(f_n)_{req'd}$ : Frecuencia natural mínimo requerido para prevenir vibraciones inaceptables para cada frecuencia de fuerzas,  $f$  (ver tabla 10.5-2).

$f_{step}$ : Frecuencia de paso de la actividad.

$\phi_i$ : Ángulo de desfase para el armónico.

$g$ : Aceleración de gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup> ó 386 pulg/s<sup>2</sup>.

$i$ : Múltiplo armónico (1, 2, 3,...).

$I_{\text{comp}}$ : Momento de inercia del miembro compuesto.

$I_{\text{eff}}$ : Momento de inercia efectivo el cual es tomado en cuenta para deformación por corte.

$I_g$ : Momento efectivo de inercia de las vigas maestras soportando asientos de viguetas.

$I_{\text{mod}}$ : Momento efectivo de inercia de las viguetas de alma abierta.

$I_{\text{nc}}$  ;  $I_c$  : Momentos de inercia no compuesto y totalmente compuesto, respectivamente.

$I_t$ : Momento de inercia transformado; momento de inercia transformado efectivo, si las deformaciones por corte son incluidas.

$I_{\text{tend}}$ : Momento de inercia de los tendones individuales.

$k$ : Constante (1.3 para danza, 1.7 para conciertos en vivo o eventos deportivos y 2.0 para aeróbicos).

$L$ : Longitud del claro.

$L_g$ : Longitud del claro de la viga principal.

$L_j$ : Longitud del claro de la vigueta.

$n$ : Relación modular dinámica.

$N_{\text{eff}}$ : Número de viguetas efectivas.

$P$ : Peso de una persona, tomado como 0.7KN (157 lb) para fines de diseño.

$R$ : Factor de reducción de respuesta.

$s$ : Espaciamiento entre viguetas.

$t$ : Tiempo.

$w$ : Carga uniformemente distribuida por unidad de longitud (real, no de diseño, carga muerta más carga viva) soportado por el miembro.

$W$ : Peso efectivo del piso.

$W$ : Peso equivalente del panel para los modos de combinación.

$W_c$ : Efecto de una masa concentrada debido a un extrapeso.

$W_j$  y  $W_g$ : Peso efectivo del panel de las viguetas y vigas principales, respectivamente.

$w_p$ : Peso efectivo por unidad área de sus participantes distribuidos bajo el panel de piso.

$w_t$ : Peso efectivo por unidad área del panel del piso, incluyendo sus ocupantes.

$y$ : Razón del desplazamiento modal en la localización del peso debido al desplazamiento máximo.

## **CAPITULO I – GENERALIDADES**

### **1.1. INTRODUCCIÓN**

En el presente trabajo se utilizó la programación orientada a objetos mediante el FRAMEWORK .NET con el lenguaje de programación C Sharp (C#) en la elaboración de un software para el diseño convencional de vigas y columnas; el diseño sísmico de vigas y columnas en marcos especiales a momentos (SMF); y diseño sísmico de vigas, columnas y arriostres en marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF), marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos con arrostramientos de pandeo restringido (BRBF) en estructuras de acero. Hay que destacar que para elaboración del software en los diseños convencionales de los miembros anteriormente mencionados se utilizó las especificaciones del AISC 360-10; y para el diseño especial de los miembros se utilizó las especificaciones para el diseño sísmico del AISC 341-10, AISC 327-10 y el ASCE 7-10 para las combinaciones de carga.

Otro de los aspectos que se abordó en el presente trabajo monográfico, es el diseño de losas de entrepiso en estructuras de acero; es decir, la sección compuesta de la lámina troquelada y la capa de concreto, tomando en consideración las vibraciones generadas por la actividad humana. Para la elaboración del software se utilizó la guía de diseño número once del AISC, titulada Vibración de piso debido a actividades humanas (AISC, 2003, Floor Vibrations Due to Human Activities). Muchas veces se puede lograr un desempeño sísmico correcto de los miembros de la estructura, sin embargo es común que algunas estructuras de piso incurrieren en resonancia con el paso de las personas que la ocupan y el descuidar este aspecto de la losa de entrepiso, únicamente revisando la sección compuesta por corte y momento como ocurre en el diseño convencional, ocasiona molestias al ocupante.

Posteriormente, se validarán los resultados obtenidos en el software con los problemas de diseño encontrados en el AISC 360-10 y AISC 327-10; así como algunos textos pertinentes al diseño de estructuras de acero.

## 1.2. ANTECEDENTES

Desde que el ser humano tiene memoria los terremotos han sido considerados uno de los fenómenos naturales más temidos; y en las zonas del planeta con alto riesgo sísmico se han hecho manifiesto. El 23 de diciembre de 1972 en la ciudad de Managua capital de Nicaragua un terremoto mató alrededor de 8000 personas. Por lo tanto, es de vital importancia la constante renovación de los códigos de diseño. Basados en esta necesidad las Normas mínimas para el diseño de estructuras de acero en el reglamento nacional de la construcción (AE-001, 2017) artículo A6 hacen referencia a las disposiciones del AISC 341 para el diseño de sistemas sismorresistentes.

A lo largo de los años la facultad de tecnologías de la construcción ha recopilado una serie de trabajos monográficos desafiantes en el campo de las estructuras; entre los que destacan los trabajos monográficos siguientes: Lacayo, E.E. & Algaba, C.G. (2011). Análisis y diseño de entrepiso de losas post-tensadas en edificios de concreto reforzado, donde uno de los productos fue la elaboración de un software para el diseño de las losas post-tensadas, este brindará una directriz importante en la elaboración de productos concretos como el manual de usuario en la investigación presente; Hernández, D.D., Martínez, G.J. & Mayorga, O.A (2011). Diagnóstico del comportamiento sísmico estructural del edificio 01 UNI-RUSB, donde se revisó sísmicamente las secciones de los miembros tanto en acero como en concreto por esta razón sus capítulos dedicados al uso del AISC 341 serán de mucha utilidad.

Inspirados en los documentos antes mencionados y los jóvenes apasionados en el campo de las estructuras, se emprendió la elaboración del trabajo monográfico presente con la finalidad de darle continuidad a temas relacionados con el diseño sísmico e inculcar en las futuras generaciones la importancia de los mismos.

### 1.3. JUSTIFICACIÓN

En el presente trabajo monográfico se abordó el diseño sísmico de los miembros anteriormente mencionados, y el diseño de los entrepisos por criterios de vibración mediante la elaboración de un software; debido a que son competencias que no adquirimos a nivel de pregrado. Además; constituyen una problemática vigente en nuestro país, relacionada con la seguridad y comodidad de las personas que ocupan las estructuras. Hay que destacar la importancia de los softwares en el proceso de diseño y análisis, dada la potencia de cálculo que proporcionan al ingeniero civil a la hora de ejercer su labor. Estos permiten que el diseñador concentre su atención en los aspectos fundamentales de su tarea; como la comprensión de los fenómenos naturales que enfrenta y las medidas más eficientes para mitigar sus efectos.

Otra de las razones por las que se decidió elaborar este software; es para ofrecer un ambiente interactivo, amigable y fácil de utilizar para las futuras generaciones de estudiantes de la carrera de ingeniería civil. En otras palabras, que pueda ser aprovechado como una herramienta didáctica para la clase de diseño de estructuras de acero, que le ofrezca al estudiante resultados confiables; ya sea para realizar un análisis de sensibilidad o en el momento en que se dispongan a contrastar datos para corroborar sus asignaciones o tareas.

Destacando que el trabajo monográfico presente brindará una guía útil para el diseño de los sistemas especiales anteriormente mencionados, debido a que se cuenta con poca información disponible en castellano de temas vanguardistas como el diseño de marcos con arriostres de pandeo restringido y el diseño por vibración producida por actividad humana en la losa de entrepiso. Además, la gran mayoría de los estudiantes no cuentan con los recursos para comprar un software profesional, por lo tanto; esta investigación contribuirá con el desarrollo académico y profesional de las futuras generaciones de estudiantes de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

- Elaborar un Software para el diseño de vigas y columnas convencionales; diseño sísmico de vigas, columnas y riostras en sistemas especiales de estructuras de acero y diseño de entrepiso por vibración debido a actividad humana.

### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Diseñar convencionalmente vigas y columnas haciendo uso de las disposiciones del AISC 360-10.
- Diseñar vigas y columnas sísmicamente en SMF haciendo uso de las disposiciones sísmicas del AISC 341-10, AISC 327-10 y el ASCE 7-10.
- Diseñar vigas, columnas y riostras sísmicamente en SCBF, EBF y BRBF haciendo uso de las disposiciones sísmicas del AISC 341-10, AISC 327-10 y el ASCE/SEI 7-10.
- Diseñar entrepiso por vibración producida por actividad humana en estructuras de acero; es decir, la sección compuesta de la lámina troquelada y la capa de concreto haciendo uso de la guía de diseño número once del AISC.
- Validar los resultados obtenidos en el software con los problemas de diseño del AISC 360-10 y AISC 327-10.

## **CAPÍTULO II – CÓDIGOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

### **2.1. Limitantes de diseño del RNC-07 y AE-001**

En la actualidad existe una discusión entre el gremio de ingenieros civiles de Nicaragua en cuanto a la aplicación del reglamento nacional de la construcción en el diseño sismorresistente, ya que algunos sugieren el uso directo del ASCE/SEI 07 para las combinaciones de carga y otros aspectos como metodologías y análisis estructural en los cuales es obviamente superior. Sin embargo, existe otro grupo que realiza apologías de los reglamentos nacionales de la construcción, a pesar de sus claras limitantes. A continuación, se presentarán algunas limitantes de diseño que se confrontaron en el presente trabajo monográfico, con la finalidad de aclarar el uso de algunos reglamentos extranjeros en los sistemas desarrollados en el software.

#### **2.1.1. Carga sísmica**

- a)** Según la presentación de las nuevas normas mínimas AE-001, el título II de las normas mínimas para determinar las cargas debido a sismo de la RNC-07 queda vigente, aunque no exista ningún artículo dentro de las generalidades o el título II que haga referencia a la componente vertical del sismo que incrementa los esfuerzos de los elementos.
- b)** El artículo 27 del AE-001 no presenta ninguna metodología para controlar los periodos fundamentales de las estructuras como el sismo máximo, propuesto en el ASCE/SEI 07-10. Por lo tanto, existe el riesgo de diseñar con un espectro reducido que supere el sismo máximo probable y generar datos inconsistentes con la realidad.
- c)** El artículo B46 de las Normas mínimas para la construcción en acero sugiere el uso de métodos alternativos de análisis como los métodos no lineales. Sin embargo, el reglamento no presenta una adaptación de los nuevos paradigmas de diseño basado en el desempeño, que claramente están presentes en normas como el ASCE/SEI 07 y

el FEMA que contienen combinaciones de cargas y factores de diseño que no están presentes en la RNC-07.

### **2.1.2. Diseño de sistemas especiales sismorresistente**

Las Normas mínimas para la construcción en acero, artículo A6, sugiere el uso explícito de la norma AISC 341-10 para el diseño sismorresistente sin tomar en consideración las inconsistencias que existen entre el Título II de la AE-001 y el AISC 341-10 como se ilustra a continuación.

#### **2.1.2.1. Pórticos especiales concéntricamente arriostrados**

En la sección F2.3 del AISC 341-10 se establece que la resistencia requerida en vigas, columnas y conexiones deberá basarse en las combinaciones de carga descritas en el código de construcción aplicable que incluyen la carga sísmica amplificada debido al factor de sobrerresistencia. Sin embargo, la RNC-07 no contiene combinaciones de carga que incluyan ni el factor de sobrerresistencia ni el efecto vertical de la carga sísmica, y por lo tanto no considera la carga sísmica amplificada  $E_{mh}$ .

#### **2.1.2.2. Pórticos excéntricamente arriostrados**

En la sección F3.3 del AISC 341-10 se establece que la resistencia requerida en los arrostramientos diagonales, vigas fuera del enlace, columnas y conexiones deberá basarse en las combinaciones de carga descritas en el código de construcción aplicable que incluyen la carga sísmica amplificada debido al factor de sobrerresistencia. Sin embargo, la RNC-07 no contiene combinaciones de carga que incluyan ni el factor de sobrerresistencia ni el efecto vertical de la carga sísmica, y por lo tanto no considera la carga sísmica amplificada  $E_{mh}$ .

### **2.1.2.3. Pórticos con arrostramiento de pandeo restringido**

No existe ninguna referencia en el reglamento nacional de la construcción y sus actualizaciones que haga mención de este sistema especial. Ni en el capítulo B, ni en los requerimientos descritos en el anexo 1. Además, no se presentan en ninguna de las tablas de valores genéricos de ductilidad local y global (Tablas B4 y B5, AE-001).

### **2.1.3. Diseño de entrepiso por vibración debido a actividad humana**

No existe ninguna referencia en las normas mínimas de diseño y construcción general en acero estructural (AE-001) del Reglamento nacional de la construcción que mencione alguna metodología para controlar la resonancia de los entrepisos, ni por criterios de excitación al caminar o excitación rítmica. Por esta razón se apeló a la guía de diseño número 11 del AISC (Floor Vibrations Due To Human Activity).

Expuestas las limitantes que presenta el reglamento nacional de la construcción y considerando que los artículos A6, B26, B35, C7 y C11 de la Normas mínimas de diseño y construcción en acero estructural establecen que las resistencias de diseño de los elementos sismorresistentes y no sismorresistentes deberán ser determinadas de acuerdo al AISC 360-10 y AISC 341-10 o su actualización, es que se emplean dichas normas en el diseño de los miembros que presentan en el software. De igual forma, el ASCE-7 es utilizado para el cálculo de las resistencias para cumplir con lo establecido en las normas del AISC.

## **2.2. Especificaciones AISC-360-10**

La Especificación para Edificios de Acero Estructural (ANSI/AISC 360) está dirigido a los sistemas estructurales de acero y sistemas compuestos de acero y concreto reforzado que son diseñados en base a cargas gravitacionales, es decir, está orientado a sistemas estructurales con un coeficiente de modificación de respuesta igual o menor que 3 ( $R \leq 3$ ); dichos sistemas pueden permitirse dentro de las categorías de diseño sísmico

que el ASCE 7 clasifica como A, B, C haciendo referencia a las que representan menor riesgo sísmico.(Manual de diseño sísmico, parte 1,p.1-7).

### **2.3. Provisiones Sísmicas AISC-341-10**

Los miembros y conexiones de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (SFRS) que incluyen tanto marcos contra momentos como marcos arriostrados que se encuentran dentro de las categorías de diseño sísmico deben cumplir con lo establecido en las especificaciones (AISC 360) y las provisiones sísmicas (AISC 341) para edificios de acero estructural que determinan el esfuerzo mínimo requerido para contrarrestar las fuerzas sísmicas que fueron determinadas en el análisis estructural.

### **2.4. Manual de Diseño Sísmico (AISC-327-10)**

El manual de diseño sísmico es una guía que proporciona pautas más específicas para el diseño de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (SFRS), dado que este muestra ejemplos de diseño de los diversos tipos de sistemas ordinarios y especiales, además proporciona tablas que son de gran ayuda en el proceso de diseño porque ofrecen información que simplifica los cálculos; este manual considera lo establecido en la Especificación AISC 360 y las Provisiones sísmicas AISC 341 para realizar el diseño de elementos y conexiones de edificios de acero estructural.

### **2.5. Guía de diseño número once del AISC**

Esta guía de diseño titulada como Vibración de piso debido a actividad humana (Floor Vibrations Due To Human Activity) proporciona los aspectos teórico-prácticos para el control de la resonancia en las losas de entrepiso, ya sea para actividades rítmicas como aeróbicos y danza, o el simple paso de las personas. Para controlar este aspecto la norma utiliza la combinación de modos de las vigas principales y viguetas, para calcular en base a las sollicitaciones la frecuencia fundamental de respuesta y compararla con los valores límites propuestos por la guía.

## CAPÍTULO III – DISEÑO CONVENCIONAL DE VIGAS

### 3.1. Aspectos Básicos de la flexión

#### 3.1.1. Momento Plástico

La resistencia a la flexión se define en función de su momento plástico, el cual depende de su módulo de sección plástico y el esfuerzo de cedencia.

$$M_p = f_y * Z \quad \text{Ec.3.1-1}$$

Las fallas frágiles limitan su adecuado comportamiento plástico, teniendo una importancia vital el control de la relación ancho-espesor de los patines y alma, además de la longitud no arriostrada.

#### 3.1.2. Capacidad a flexión

La capacidad a flexión o resistencia de diseño se define como el producto del momento nominal por el factor de minoración a flexión. Este debe cumplir con la siguiente inecuación:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad \text{Ec.3.1-2}$$

La capacidad a flexión dependerá de:

- a) Momento plástico.
- b) Pandeo local (alma y patín).
- c) Pandeo lateral torsional.

### 3.1.3. Estabilidad local

Se define como sección compacta aquella que cumple con los límites de esbeltez de alma y patines, las cuales son fundamentales para poder alcanzar sus condiciones plásticas. Además, de acuerdo a la clasificación del elemento (alma o patines) en compacto, no compacto o esbelto; también se define los estados límites a los que la viga estará sometida.

a) Relaciones de esbeltez local del patín:

$$\lambda_f = b_f / (2 * t_f) \quad \text{Ec.3.1-3}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.3.1-4}$$

$$\lambda_{rf} = 1.00 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.3.1-5}$$

b) Relaciones de esbeltez local del alma:

$$\lambda_w = h/t_w \quad \text{Ec.3.1-6}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.3.1-7}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.3.1-8}$$

### 3.1.4. Estabilidad lateral

La zona de la viga sometida a compresión puede sufrir un pandeo lateral torsional con respecto a su eje axial. Este problema debe controlarse ubicando soportes laterales a una distancia máxima que permita el desarrollo de la condición plástica de la sección.

Algunas formas de soporte lateral se muestran a continuación:

- a) Soporte lateral por fricción.
- b) Soporte lateral embutiendo el patín en el vaciado del concreto.
- c) Soporte lateral por conectores de corte.
- d) Soporte lateral por vigas secundarias.
- e) Soporte lateral por miembros diagonales en el plano horizontal.
- f) Soporte lateral por miembros diagonales en forma de cruz de San Andrés conectando los patines de la viga.

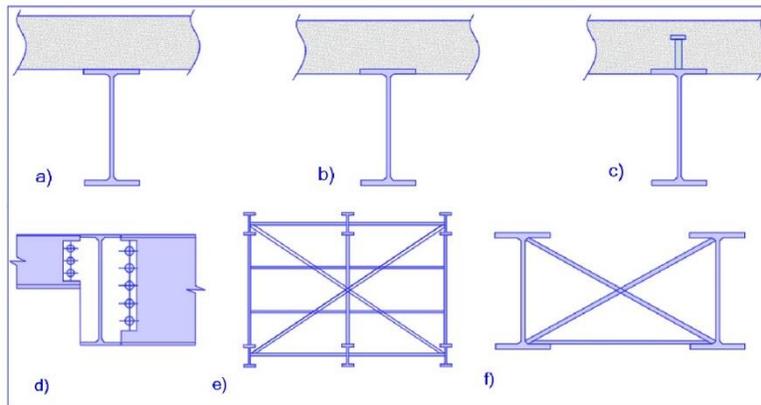


Fig.5.2-1: Formas de estabilidad lateral. Fuente: Propia.

### 3.1.5. Coeficiente $C_b$

Cuando un miembro estructural está sometido un momento constante, las fuerzas de compresión que se generan internamente en la parte superior del miembro no varían en la longitud, provocando de esta forma una condición crítica de pandeo lateral torsional, mientras que cuando existe un gradiente de momentos, las fuerzas de compresión varían de magnitud, provocando una restricción del pandeo lateral torsional. Esta restricción implica un aumento de la resistencia a la flexión y las normas lo contemplan a través del factor  $C_b$ .

$$C_b = 12.5M_{\max}/(2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C)$$

**Ec.3.1-9**

### 3.2. Resistencia a la flexión en el mayor de miembros compactos

Estos miembros cumplen con los requisitos de relación ancho-espesor del anexo B, tabla N°1; para la aplicación de la sección F2 del AISC-360-10, para miembros de sección transversal compacta. Las ecuaciones de diseño a utilizar se muestran a continuación.

#### 3.2.1. Miembros con adecuado soporte lateral

Cuando  $L_b \leq L_p$

$$M_n = M_p \quad \text{Ec.3.1-1}$$

#### 3.2.2. Miembros con inadecuado soporte lateral

Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b * \left( M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad \text{Ec.3.2-1}$$

Cuando  $L_b \geq L_r$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ec.3.2-2}$$

Donde:

$M_p = \text{Ec.3.1-1}$ , Anexo A, tabla N°1.

$C_b = \text{Ec.3.1-9}$ , Anexo A, tabla N°1.

$L_p = \text{Ec.3.2-3}$ , Anexo A, tabla N°1.

$L_r = \text{Ec.3.2-4}$ , Anexo A, tabla N°1.

$F_{cr} = \text{Ec.3.2-5}$ , Anexo A, tabla N°1.

### 3.3. Resistencia a la flexión en el eje mayor de miembros con patines no compactos o esbeltos.

Estos miembros cumplen con los requisitos de relación ancho-espesor del anexo B, tabla N°1; para la aplicación de la sección F3 del AISC-360-10, para miembros de sección transversal con alma compacta y patines no compactos o esbeltos. Las ecuaciones de diseño a utilizar se muestran a continuación.

#### 3.3.1. Miembros con patines no compactos

$$M_n = \left( M_P - (M_P - 0.7 * f_y * S_x) * \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{fp}} \right) \right) \leq M_P \quad \text{Ec.3.3-1}$$

#### 3.3.2. Miembros con patines esbeltos

$$M_n = \frac{0.9 * E * K_c * S_x}{\lambda^2} \leq M_P \quad \text{Ec.3.3-2}$$

Donde:

$K_c = \text{Ec.3.3-3}$ , Anexo A, tabla N°1.

### 3.4. Resistencia a la flexión en el eje mayor de miembros de alma no compacta o esbelta.

Estos miembros cumplen con los requisitos de ancho-espesor del anexo A, tabla N°2. Se aplicará la sección F4 del AISC 360-10, para miembros de sección transversal de alma no compacta; y la sección F5 del AISC 360-10, para miembros de sección transversal de alma esbelta y las ecuaciones de diseño allí expuestas, para el cálculo de la resistencia nominal.

### 3.5. Resistencia a flexión en el eje menor.

Para miembros de sección transversal tipo H flectados en el eje menor se aplicará la sección F6 del AISC 360-10, las ecuaciones involucradas en el diseño se muestran a continuación.

#### 3.5.1. Miembros con patines compactos

$$M_n = M_p = f_y * Z_y \leq 1.6 * f_y * S_y \quad \text{Ec.3.5-1}$$

#### 3.5.2. Miembros con patines no compactos

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_y) * \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad \text{Ec.3.5-2}$$

#### 3.5.3. Miembros con patines esbeltos

$$M_n = F_{cr} * S_y \quad \text{Ec.3.5-3}$$

Donde:

$F_{cr}$  = **Ec.3.5-4**, Anexo A, tabla N°1.

### 3.6. Resistencia nominal a corte en el eje fuerte

Para el alma del miembro sometido a cortante se utilizó la sección G2 del AISC 360-10 para el cálculo de la resistencia nominal a corte, tanto para miembros con atiesadores transversales como para miembros sin atiesadores, de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v \quad \text{Ec.3.6-1}$$

Donde:

$A_w$  = Área del alma, peralte multiplicado por el espesor del alma en pulg<sup>2</sup>.

$C_v$  = **Ec.3.6-2**, Anexo A, tabla N°1.

### **3.7. Resistencia nominal a corte en eje débil**

Para los patines del miembro sometidos a corte se utilizará la sección G7 del AISC 360-10, donde se indica la reutilización de las ecuaciones de la sección G2 de la misma especificación, con la diferencia de que los parámetros son orientados con los patines en lugar del alma del miembro.

### **3.8. Flexión Biaxial**

Para calcular la relación demanda-capacidad de una viga cargada en sus dos ejes ortogonales se utilizará la ecuación de interacción descrita en la sección H1 del AISC 360-10, acápite 1 inciso (b). Donde la ecuación es la siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

**Ec.3.8-1**

## CAPÍTULO IV: DISEÑO CONVENCIONAL DE COLUMNAS Y VIGA-COLUMNAS

### 4.1. Aspectos básicos de la compresión

#### 4.1.1. Carga crítica de Pandeo de Euler

La estabilidad es la capacidad que posee un miembro estructural para soportar cargas sin sufrir un cambio súbito en su configuración. En 1759 el matemático suizo Leonhard Euler desarrolló una ecuación para el cálculo de la carga crítica de pandeo en una columna elástica. La ecuación obtenida es la siguiente:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2} \quad \text{Ec.4.1-1}$$

Para diversas condiciones de apoyo, la ecuación se extiende y generaliza mediante un factor de longitud efectiva, además se despeja el área para obtener el esfuerzo de pandeo elástico como se muestra a continuación.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \text{Ec.4.1-2}$$

#### 4.1.2. Módulo tangente y la carga crítica de pandeo

Se ha demostrado en la práctica que en miembros pocos esbeltos la ecuación de Euler reproduce valores muy distantes de las observaciones experimentales, debido a que estos muestran un comportamiento inelástico. Por esta razón en 1889 Friedrich Engesser propuso un módulo tangente para el cálculo de la carga crítica de pandeo como se muestra a continuación.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \quad \text{Ec.4.1-3}$$

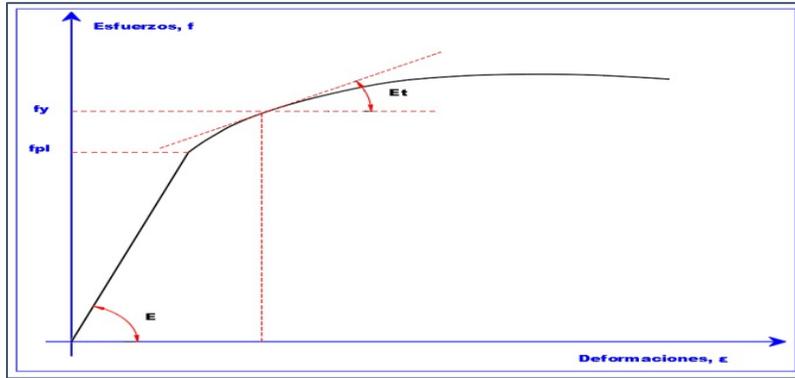


Fig.4.1-1. Módulo tangente. Fuente: Propia.

### 4.1.3. Factor de Longitud efectiva, K

Este valor corresponde a un factor de ajuste que depende de las condiciones de apoyo en columnas aisladas, y de las rigideces rotacionales relativas de los miembros circundantes en columnas que forman parte de un sistema estructural, así como del grado de deformación lateral del marco (marcos con desplazamiento lateral y sin desplazamiento lateral).

#### 4.1.3.1. Para columnas aisladas o en condiciones aproximadas a las ideales:

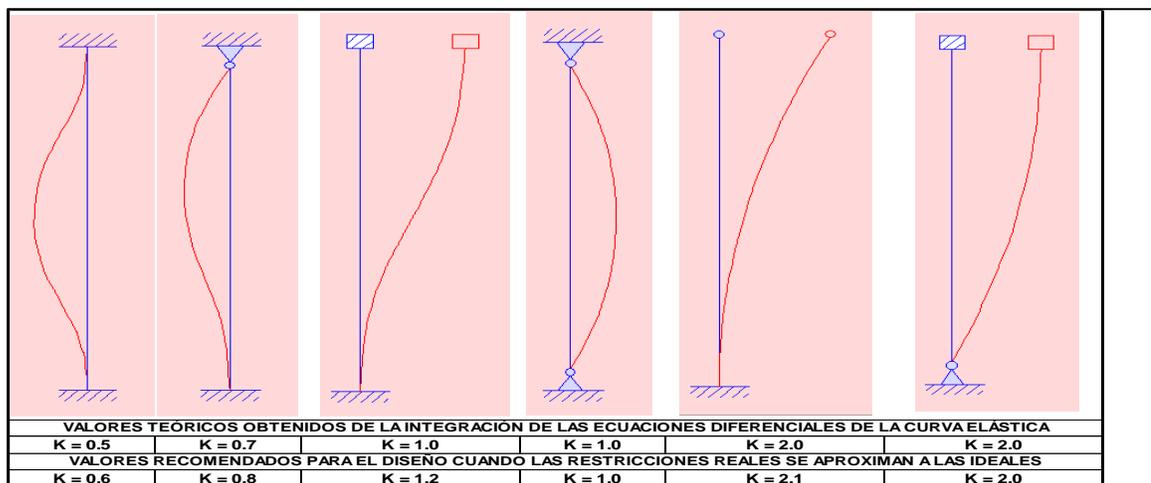


Fig.4.1-2. Valores aproximados del factor de longitud efectiva. Fuente: Tabla C-

A-7.1, AISC 360-10.

#### 4.1.3.2. Para columnas que forman parte de un sistema estructural

Para determinar el factor de longitud efectiva en columnas que forman parte de un marco estructural se debe evaluar la razón de rigidez de las columnas y la rigidez de las vigas que llegan al nodo en cada dirección, para tener una medida de la restricción a la rotación de la junta, y de esa forma tener una estimación adecuada del factor de longitud efectiva de dicha columna. La ecuación implementada es la siguiente.

$$G = \frac{\sum(E_C I_C / L_C)}{\sum(E_g I_g / L_g)} = \frac{\sum(EI/L)_c}{\sum(EI/L)_g} \quad \text{Ec.4.1-4}$$

Si el apoyo es articulado el valor teórico del factor de restricción rotacional de la junta es infinito; sin embargo, para fines prácticos se asume un valor de 10. Además, si el apoyo es empotrado el factor adquiere un valor teórico de cero, pero se considera un valor de uno para fines prácticos.

Para el cálculo del factor K se utilizan las siguientes ecuaciones obtenidas del apéndice 7 del AISC 360-10, las cuales contienen funciones transcendentales con argumentos que no pueden despejarse en forma analítica, por esta razón se implementan métodos numéricos como el método de Newton-Raphson para entrar el valor de K:

a) Para Marcos arriostrados

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi/K)^2 + \left( \frac{G_A + G_B}{2} \right) \left( 1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/K)}{\pi/K} - 1 = 0 \quad \text{Ec.4.1-5}$$

b) Para Marcos a momento

$$\frac{G_A G_B (\pi/k)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/k)}{\tan(\pi/k)} = 0 \quad \text{Ec.4.1-6}$$

#### 4.1.4. Capacidad a la compresión

La capacidad a la compresión o resistencia de diseño se define como el producto de la compresión nominal por el factor de minoración a la compresión. Este debe cumplir con la siguiente inecuación:

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad \text{Ec.4.1-7}$$

La capacidad a la compresión se obtendrá del menor valor de:

- a) Pandeo Flexionante.
- b) Pandeo Flexionante con secciones de elementos esbeltos (si aplican).
- c) Pandeo Torsional.
- d) Pandeo Flexo-torsional.

#### 4.1.5. Límites de esbeltez local (relación ancho-espesor)

Las relaciones máximas de esbeltez para controlar el pandeo local en perfiles doble T se calculan de acuerdo a la Tabla B4.1a del AISC-360-10. Las ecuaciones se muestran a continuación.

##### 4.1.5.1. Pandeo Local del patín

$$\lambda_{rf} = 0.56 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.4.1-8}$$

##### 4.1.5.2. Pandeo Local del alma

$$\lambda_{rw} = 1.49 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.4.1-9}$$

## 4.2. Pandeo Flexionante en miembros de elementos no esbeltos

### 4.2.1. Esfuerzo crítico, $F_{cr}$

Si  $(k * L/r) \leq 4.71 * \sqrt{E/f_y}$  entonces

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{f_y}{F_e} \right] * f_y \quad \text{Ec.4.2-1}$$

Si  $(k * L/r) > 4.71 * \sqrt{E/f_y}$  entonces

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad \text{Ec.4.2-2}$$

Donde:

$F_e = \text{Ec.4.1-2}$ , Anexo A, tabla N°2.

### 4.2.2. Resistencia nominal a la compresión

La resistencia nominal a la compresión se calcula en base al área gruesa de la sección transversal y el esfuerzo crítico, como es descrito en la ecuación E3-1 del AISC 360-10.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad \text{Ec.4.2-3}$$

## 4.3. Pandeo Flexionante en miembros de elementos esbeltos

El cálculo de la resistencia nominal se lleva a cabo de forma similar a los elementos no esbeltos, con la diferencia de la adición de un factor de ajuste que castiga el esfuerzo de cedencia del acero, y depende de la superposición de los efectos de los elementos arriostrados y no arriostrados, de acuerdo con la sección E7 del AISC360-10.

#### 4.3.1. Esfuerzo crítico, $F_{cr}$

Si  $(k * L/r) \leq 4.71 * \sqrt{E/Q * f_y}$  entonces

$$F_{cr} = Q \left[ 0.658 \frac{Q f_y}{f_e} \right] * f_y \quad \text{Ec.4.3-1}$$

Si  $(k * L/r) > 4.71 * \sqrt{E/Q * f_y}$  entonces

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad \text{Ec.4.3-2}$$

Donde:

$F_e = \text{Ec.4.1-2}$ , Anexo A, tabla N°2.

#### 4.3.2. Coeficiente de ajuste por efecto de pandeo local neto, $Q$

Este factor de ajuste toma en consideración el aporte de cada elemento que constituye a la columna, y se calcula de acuerdo a la sección E7 del AISC 360-10.

$$Q = Q_s * Q_a \quad \text{Ec.4.3-3}$$

Donde:

$Q_s =$  Factor del elemento no rigidizado. **Ec.4.3-4**, Anexo A, tabla N°2.

$Q_a =$  Factor del elemento rigidizado. **Ec.4.3-5**, Anexo A, tabla N°2.

#### 4.3.3. Resistencia nominal a la compresión

La resistencia nominal a la compresión se calcula en base al área gruesa de la sección transversal y el esfuerzo crítico, como es descrito en la ecuación E7-1 del AISC 360-10.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad \text{Ec.4.3-6}$$

#### 4.4. Pandeo Torsional

Este tipo de falla es causada por la torsión del miembro alrededor de su eje longitudinal. Por lo general, se presenta en miembros con secciones transversales doblemente simétricas con elementos muy esbeltos en su sección. Para el cálculo del pandeo torsional se utilizan las ecuaciones descritas en la sección E4 del AISC 360-10.

##### 4.4.1. Esfuerzo de pandeo torsional elástico, $F_e$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + G * J \right] * \frac{1}{I_x + I_y} \quad \text{Ec.4.4-1}$$

##### 4.4.2. Esfuerzo crítico, $F_{cr}$

El esfuerzo crítico de pandeo se calcula de acuerdo a las ecuaciones descritas en la sección 4.3.1 del trabajo monográfico presente.

#### 4.5. Miembros sometidos a Flexo-compresión

Los miembros sometidos a flexión y carga axial serán diseñados de acuerdo a la sección H1 del AISC 360-10, para miembros de simetría doble y simple. Para el cálculo de la relación demanda-capacidad se harán uso de las siguientes ecuaciones:

Si  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$  entonces

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec.4.5-1}$$

Si  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$  entonces

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec.4.5-2}$$

Donde:

$P_c$  = Carga axial disponible, **Ec.4.2-3**.

$M_{cx}$  = Momento disponible en el eje fuerte, **Ec.3.1-2**.

$M_{cy}$  = Momento disponible en el eje débil, **Ec.3.1-2**.

#### 4.6. Diseño por estabilidad

La estabilidad es la capacidad que posee una estructura de soportar cargas sin alterar súbitamente su configuración geométrica. En la práctica existen dos tipos de no linealidades: la no linealidad de los materiales y la configuración desplazada de la estructura que provoca un incremento o amplificación de los momentos y la carga axial aplicada a la estructura. Esta amplificación puede ser calculada mediante los métodos de segundo orden como es descrito a continuación.

##### 4.6.1. Efectos de segundo orden

a) Efectos P- $\Delta$ : El efecto P- $\Delta$  se refiere a los momentos generados en la estructura, equivalentes al total de la carga “P” multiplicada por el desplazamiento total “ $\Delta$ ” para cada nivel, como se ilustra en la siguiente figura.

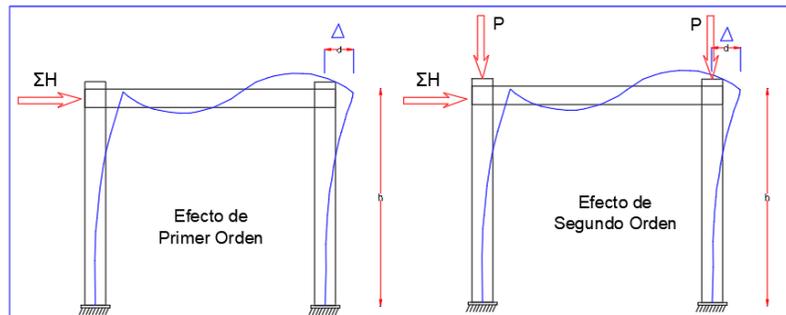


Fig.4.6-1. Efecto P- $\Delta$ . Fuente: Propia.

- b) Efecto P- $\delta$ : Se relaciona con los efectos de carga axial en un miembro con un grado de deflexión entre sus extremos; es decir, está orientado a las deflexiones locales del miembro estructural, como se ilustra en la siguiente figura.

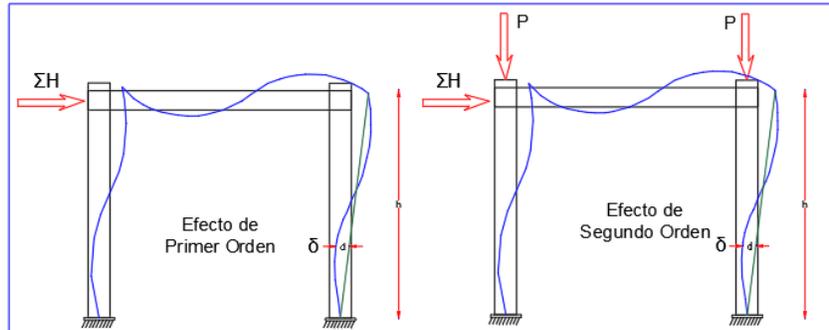


Fig.4.6-2. Efecto P- $\delta$ . Fuente: Propia.

- c) La superposición de los efectos de segundo orden “P- $\Delta$ ” y “P- $\delta$ ” generarán una amplificación de los elementos mecánico (carga axial y momentos actuantes); por lo tanto, es de vital importancia cuantificar esos valores y su aplicación en las cargas de diseño. Para ilustrar dichos efectos, se apela a la siguiente figura.

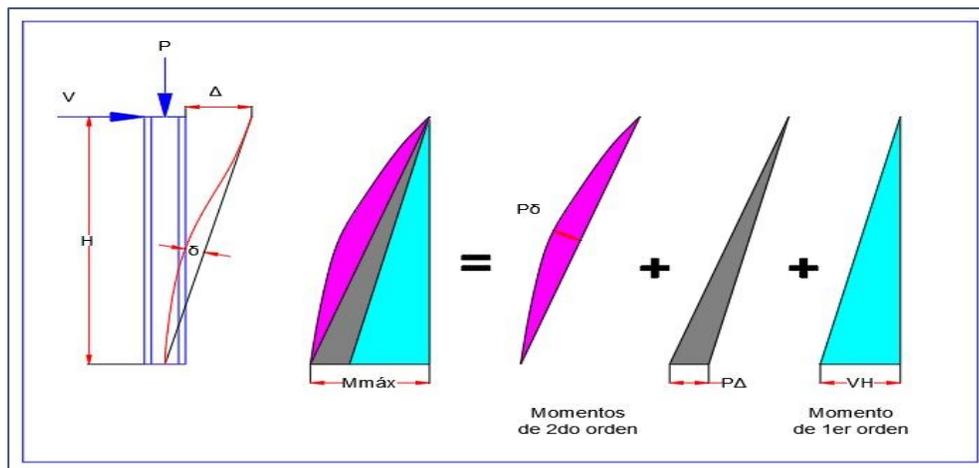


Fig.4.6-3. Superposición de los Efectos de segundo orden. Fuente: Propia.

#### 4.6.2. Análisis aproximado de segundo orden

El análisis aproximado de segundo orden se efectúa en correspondencia a las ecuaciones descritas en el apéndice 8 del AISC 360-10. Además, los métodos de análisis que pueden ser implementados son abarcados en el capítulo C del AISC 360-10, referido al método directo de cálculo y de manera alternativa el apéndice 7 del AISC 360-10 referida al método de longitud efectiva. En general las resistencias requeridas se pueden adquirir mediante las siguientes ecuaciones.

$$M_r = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{lt} \quad \text{Ec.4.6-1}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 * P_{lt} \quad \text{Ec.4.6-2}$$

Para calcular el multiplicador  $B_1$  correspondiente al factor de amplificación por efecto P- $\delta$ , se utilizará la siguiente expresión:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_r/P_{e1})} \geq 1.0 \quad \text{Ec.4.6-3}$$

Donde:

$C_m = \text{Ec.4.6-4}$ , Anexo A, tabla N°3.

$P_{e1} = \text{Ec.4.6-5}$ , Anexo A, tabla N°3.

Además de manera alternativa se puede aproximar el valor del factor “ $C_m$ ” mediante el uso de tablas y gráficos obtenidos de diversos libros de textos:

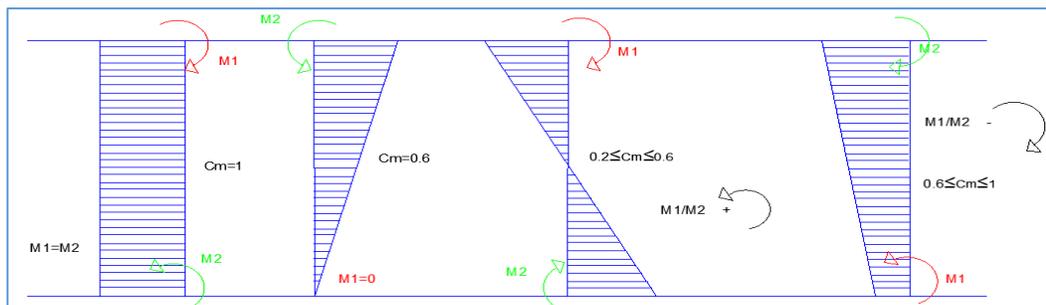


Fig.4.6-4. Factor  $C_m$  para columnas sin carga transversal. Fuente: Propia.

TABLE C-A-8.1 Amplification Factors $\psi$ and $C_m$		
Case	$\psi$	$C_m$
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$

Fig.4.6-5. Factor  $C_m$  para columnas sujetas a cargas transversales. Fuente: Tabla C-A-8.1, AISC 360-10.

Para calcular el multiplicador  $B_2$  correspondiente al factor de amplificación por efecto P- $\Delta$ , se utilizará la siguiente expresión:

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\alpha P_{\text{story}} / P_{e \text{ story}})} \geq 1.0 \quad \text{Ec.4.7-6}$$

Donde:

$\alpha = 1.00$  para LRFD.

$P_{e \text{ story}} = \text{Ec.4.6-7}$ , Anexo A, tabla N°3.

$R_M = \text{Ec.4.6-8}$ , Anexo A, tabla N°3.

Además, es necesario destacar que el valor del multiplicador  $B_2$  puede ser tomado como la razón de la deriva de segundo orden entre la deriva de primer orden, según se expone en el apéndice 7, sección 7.2.1 del AISC 360-10.

### **4.6.3. Método de la longitud efectiva**

El método de longitud efectiva constituye la metodología tradicional para el análisis de estabilidad, esta se efectúa de acuerdo al apéndice 7 del AISC 360-10. Requiere la determinación de factores de longitud efectiva. Además, es necesario cuantificar el esfuerzo de pandeo elástico para obtener la resistencia a la compresión disponible en los miembros.

#### **4.6.3.1. Limitaciones (apéndice 7, sección 7.2.1, AISC 360-10)**

- a) Este método solo puede utilizarse si el cociente de los desplazamientos de segundo y primer orden son menores que 1.5.
- b) Este método solo puede utilizarse en estructuras donde las cargas gravitacionales primarias sean soportadas solo por columnas, muros o pórticos verticales.

#### **4.6.3.2. Consideraciones para el factor de longitud efectiva (apéndice 7, sección 7.1.3, AISC 360-10)**

- a) En pórticos arriostrados, sistemas con muros de corte y otros donde la estabilidad lateral no recaer en la rigidez a flexión de las columnas, el factor de longitud efectiva puede ser tomado como 1.
- b) En pórticos a momentos y otros sistemas estructurales en la que la rigidez a flexión de las columnas contribuye a la estabilidad lateral de la estructura, el factor de longitud efectiva es determinado de acuerdo a lo estipulado sección 5.3.1 inciso "c" del presente trabajo monográfico.
- c) Además, si se demuestra que la razón de la deriva de segundo orden entre la deriva de primer orden es menor o igual que 1.1, entonces el valor del factor de longitud efectiva puede tomarse como 1.

#### **4.6.3.3. Cargas nocionales (sección C.2.2b, AISC 360-10)**

a) Las cargas ficticias laterales son incluidas al considerar un desplome igual 1/500, para el cálculo de dichas cargas laterales se utiliza la siguiente expresión:

$$N_i = 0.002 * \alpha * Y_i \quad \text{Ec.4.6-9}$$

b) Las cargas ficticias deberán ser distribuidas en todo el nivel de entrepiso, como lo son las cargas gravitacionales.

c) Estas cargas deberán incluirse independientemente en las dos direcciones ortogonales.

#### **4.6.4. Método de análisis directo**

El método de análisis directo constituye la metodología de cálculo más precisa y preminente para los efectos de segundo orden por métodos aproximados, por esta razón la norma AISC 360-10 la establece dentro de sus capítulos principales (capítulo C). Esta metodología puede ser utilizada en cualquier tipo de pórtico, no tiene restricciones de desplazabilidad y toma ventaja de los avances tecnológicos computarizados.

#### **4.6.4.1. Requisitos generales (sección C.2.1, AISC 360-10)**

a) El análisis debe considerar las deformaciones por flexión, corte, fuerza axial y las deformaciones de todos aquellos componentes que contribuyen al desplazamiento de la estructura.

b) Debe realizarse un análisis aproximado de segundo orden para el cálculo de los efectos  $P-\Delta$  y  $P-\delta$ .

c) El análisis debe considerar todas las cargas gravitacionales.

d) El análisis de segundo orden debe ser llevado bajo combinaciones de cargas LRFD.

#### 4.6.4.2. Cargas nocionales (sección C.2.2b, AISC 360-10)

- a) Las cargas ficticias deberán ser cuantificadas de forma análoga al inciso anterior.
- b) Deberán ser aplicadas en todos los niveles.
- c) Para combinaciones sin carga lateral se deberá considerar dos direcciones ortogonales.
- d) Para combinaciones con cargas laterales se deberá incluir la carga ficticia en la dirección de la resultante de todas las cargas.

#### 4.6.4.3. Reducción de la rigidez (sección C.2.3, AISC 360-10)

Para el método de longitud efectiva es necesario la reducción de las rigideces de los elementos de la estructura. De acuerdo a las siguientes expresiones:

$$EA^* = 0.8 * EA \quad \text{Ec.4.6-10}$$

$$EI^* = 0.8 * \tau_b * EI \quad \text{Ec.4.6-11}$$

$$\text{Si } \alpha P_r / P_y \leq 0.5 \text{ entonces } \tau_b = 1.0 \quad \text{Ec.4.6-12(1)}$$

$$\text{Si } \alpha P_r / P_y > 0.5 \text{ entonces } \tau_b = 4 * (\alpha P_r / P_y) * [1 - (\alpha P_r / P_y)] \quad \text{Ec.4.6-12(2)}$$

$$P_y = f_y * A_g \quad \text{Ec.4.6-13}$$

## **CAPÍTULO V: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN ESTRUCTURAS DE ACERO**

### **5.1. Introducción**

Las estructuras de acero están sometidas a acciones accidentales tales como el viento y el sismo con diferentes niveles de amenaza en función a la ubicación. Debido a eso, es importante establecer un sistema estructural adecuado para soportar las acciones laterales con el balance adecuado de rigidez, resistencia y ductilidad. Las acciones sísmicas inciden en estructuras con masas considerables como las edificaciones de vivienda y uso comercial, mientras que las acciones de viento inciden principalmente en estructuras livianas.

### **5.2. Filosofía del diseño sismorresistente**

A inicio de los años 60, se establece en Nueva Zelanda una estrategia de diseño de edificios denominada “Diseño por Capacidad” la cual se extendió posteriormente a EEUU y el resto de países con acción sísmica. Esta estrategia ha estado dirigida a prevenir el colapso de edificaciones ante sismos severos, mediante el control de las fallas frágiles. Proporcionando mecanismos dúctiles, en un rango de desplazamientos que superen la condición elástica. Las estructuras deben ser capaces de incursionar en el rango inelástico de forma estable, y disipar energía controlando el daño ocasionado por un evento sísmico.

Un sistema se puede considerar dúctil cuando es capaz de experimentar deformaciones importantes bajo carga constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga. Por esta razón, la ductilidad es la propiedad más importante en el diseño sismorresistente de edificaciones ubicadas en regiones de significativa actividad sísmica, y debido a ello, es importante estudiar qué condiciones y parámetros la afectan.

La estrategia para conseguir un comportamiento plástico en la estructura es establecer eslabones débiles que tengan un comportamiento dúctil, manteniendo el resto de los miembros como eslabones fuertes de posible comportamiento frágil en el rango elástico.

Por ejemplo, en el caso de los pórticos resistentes a momento los eslabones débiles deben ser las vigas y los eslabones fuertes deben ser las columnas y nudos. Las vigas deben desarrollar rótulas plásticas por flexión, evitando que se presente en las mismas el pandeo local y pandeo lateral torsional. Por otra parte, las conexiones deben ser suficientemente resistentes para permitir la incursión inelástica de la estructura de forma estable.

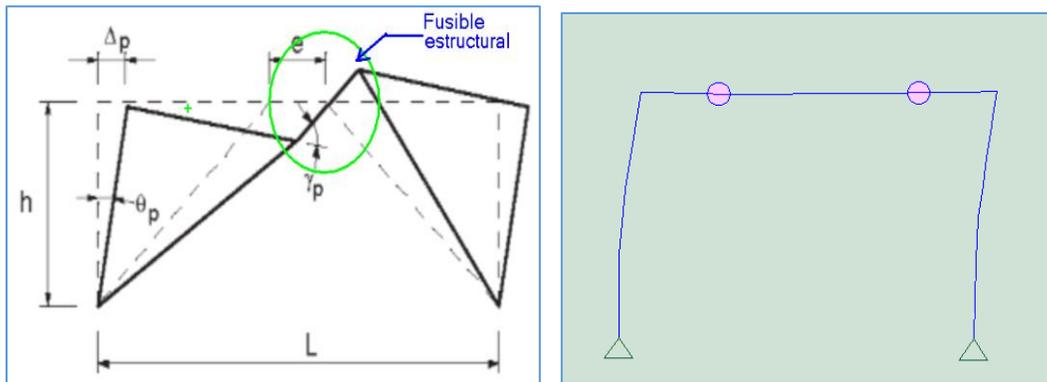


Fig.5.3-1. Eslabones débiles o fusibles estructurales en un EBF y SMF, respectivamente. Fuente: Figura C-F3.4 de la sección F3, AISC341-10.

### 5.3. Factores o parámetros para el diseño sísmico

El uso de factores que modifican el período de retorno de la acción sísmica es ampliamente utilizado en todas las normativas para el diseño de espectros de respuesta, además muchos de estos parámetros están ligados al comportamiento estructural del sistema ante eventos sísmicos, como el factor de sobrerresistencia, ductilidad y redundancia. Además, estos parámetros intervienen directamente en las combinaciones de carga utilizadas en el diseño, como el factor de períodos cortos; que facilitan el cálculo aproximado de efectos sísmicos como la componente vertical del evento.

Los parámetros para el diseño sísmico serán calculados a partir de la norma ASCE/SEI 07-10. Sin embargo, se requerirá una adecuación de los parámetros descritos en RNC-17, para poder calcular los factores de períodos cortos y períodos de un segundo.

### **5.3.1. Factor sísmico de importancia ( $I_e$ )**

El factor sísmico de importancia es calculado a partir de los valores descritos en la tabla 1.5-2 del ASCE/SEI 07-10, este valor depende estrictamente del uso u ocupación del edificio y estructura. Para poder implementar este factor en el contexto nicaragüense se deberá hacer una adecuación comparativa entre las categorías descritas en la tabla 1.5-1 del ASCE/SEI 07-10 y los grupos estructurales descritos artículo 20 de la RNC-17.

### **5.3.2. Factor de modificación de respuesta ( $R$ ), sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ) y amplificación de la deflexión ( $C_d$ )**

La tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 07-10 presenta valores genéricos para los factores de modificación de respuesta, sobrerresistencia y amplificación de la deflexión. Estos tres parámetros dependen estrictamente del sistema estructural y sus niveles de desempeño promedio.

A pesar de que estas tablas proporcionan valores promedios para estos factores. Estos pueden ser comprobados mediante un análisis estático no lineal, para el caso del factor de modificación de respuesta que depende en su gran mayoría de la ductilidad del sistema. Además, el factor de sobrerresistencia puede calcularse de manera alternativa mediante el cociente de la resistencia ajustada o probable del eslabón débil o fusible estructural entre la máxima demanda sísmica del miembro.

### 5.3.3. Factor de períodos cortos ( $S_{DS}$ ) y períodos de 1 seg ( $S_{D1}$ )

#### 5.3.3.1. Factor de períodos cortos, $S_{DS}$

Para obtener el factor de períodos cortos para el contexto nicaragüense se implementará la cumbre del espectro de respuesta presentado en el artículo 27, de la RNC-17. Definiendo su valor mediante la siguiente expresión:

$$S_{DS} = S * d = S * (2.7 * a_0) \quad \text{Ec.5.3-1}$$

#### 5.3.3.2. Factor de períodos de 1 segundo, $S_{D1}$

Para obtener el factor de períodos de un segundo para el contexto nicaragüense se partirá de la definición establecida en ASCE/SEI 07-10, cuyo valor es cuantificado u obtenido del espectro de respuesta para un período igual a la unidad. Si se superpone dicha definición con el espectro establecido en el artículo 27 de la RNC-17, se obtendría la siguiente expresión:

$$S_{D1} = S * d * T_b = S * (2.7 * a_0) * T_b \quad \text{Ec.5.3-2}$$

#### 5.3.4. Categorías de diseño sísmico

El ASCE/SEI 07-10 contiene seis tipos de categorías sísmicas (A, B, C, D, E y F), las cuales dependen del uso u ocupación de la estructura y de sus factores de períodos cortos y de un segundo, estas son descritas en la sección 11.6 del ASCE/SEI 07-10. Además, siendo definidas como las categorías especiales y de mayor preponderancia sísmica las últimas tres (D, E y F).

### 5.3.5. Factor de redundancia estructural ( $\rho$ )

El factor de redundancia será calculado de acuerdo a la sección 12.3.4 del ASCE/SEI 07-10, este factor dependerá de la categoría sísmica, la metodología de diseño que se esté implementando y el miembro estructural que se esté dimensionando. Además, este podría adquirir el valor de 1.3 para las categorías sísmicas D, E y F que cumplan con las condiciones descritas en la sección 12.4.3.2.

## 5.4. Combinaciones de carga

### 5.4.1. Combinaciones básicas

Las combinaciones de cargas básicas serán definidas por la sección 2.3.2 del ASCE/SEI 07-10. Como se indica a continuación.

$$C_u = 1.4D \quad \text{Ec.5.4-1}$$

$$C_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } R \text{ o } S) \quad \text{Ec.5.4-2}$$

$$C_u = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } R \text{ o } S) + (L \text{ o } 0.5W) \quad \text{Ec.5.4-3}$$

$$C_u = 1.2D + W + L + 0.5(L_r \text{ o } R \text{ o } S) \quad \text{Ec.5.4-4}$$

$$C_u = 1.2 * D + 1.6 * (L_r \text{ o } R \text{ o } S) + (L \text{ o } 0.5W) \quad \text{Ec.5.4-5}$$

$$C_u = 1.2 * D + E + L + 0.2S \quad \text{Ec.5.4-6}$$

$$C_u = 0.9 * D + W \quad \text{Ec.5.4-7}$$

$$C_u = 0.9 * D + E \quad \text{Ec.5.4-8}$$

### 5.4.2. Combinaciones que incluyen el efecto sísmico

Las combinaciones de cargas que incluyen el efecto sísmico, superponen tanto la componente horizontal como la componente vertical del sismo. Además, estas combinaciones serán definidas por la sección 12.4.2 del ASCE/SEI 07-10. Como se indica a continuación.

$$C_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \quad \text{Ec.5.4-9}$$

$$C_u = (0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E \quad \text{Ec.5.4-10}$$

### 5.4.3. Combinaciones que incluyen el factor de sobrerresistencia

Las combinaciones de cargas que incluyen el efecto sísmico y la sobrerresistencia, superponen tanto la componente horizontal como la componente vertical del sismo. Además, estas combinaciones serán definidas por la sección 12.4.3 del ASCE/SEI 07-10. Como se indica a continuación.

$$C_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + L + 0.2S \quad \text{Ec.5.4-11}$$

$$C_u = (0.9 - 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + 1.6H \quad \text{Ec.5.4-12}$$

## 5.5. Control del pandeo local y la ductilidad de vigas y columnas

Para el control del pandeo local de los miembros especiales que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, se deberá utilizar los valores descritos en la sección D.1.1 del AISC 341-10 (Tabla D.1.1). Además, la demanda de ductilidad depende exclusivamente del tipo de sistema estructural y del desempeño esperado.

### 5.5.1. Control de pandeo de los patines

#### 5.5.1.1. Miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 0.30 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.5-1}$$

#### 5.5.1.2. Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{md} = 0.38 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.5-2}$$

## 5.5.2. Control de pandeo del alma

### 5.5.2.1. Miembros de alta ductilidad

Si  $C_a \leq 0.125$  entonces

$$\lambda_{hd} = 2.45 * \sqrt{E/f_y} * (1 - 0.93 * C_a) \quad \text{Ec.5.5-3(1)}$$

Si  $C_a > 0.125$  entonces

$$\lambda_{hd} = 0.77 * \sqrt{E/f_y} * (2.93 - C_a) \geq 1.49 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.5-3(2)}$$

### 5.5.2.2. Miembros moderadamente dúctiles

Si  $C_a \leq 0.125$  entonces

$$\lambda_{md} = 3.76 * \sqrt{E/f_y} * (1 - 2.75 * C_a) \quad \text{Ec.5.5-4(1)}$$

Si  $C_a > 0.125$  entonces

$$\lambda_{md} = 1.12 * \sqrt{E/f_y} * (2.33 - C_a) \geq 1.49 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.5-4(2)}$$

Donde:

$C_a = \text{Ec.5.5-5}$ , Anexo A, tabla N°4.

## 5.6. Control del pandeo local y ductilidad de las arriostres

Para el control del pandeo local de los miembros especiales que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, se deberá utilizar los valores descritos en la sección D.1.1 del AISC 341-10 (Tabla D.1.1). Además, la demanda de ductilidad depende exclusivamente del tipo de sistema estructural y del desempeño esperado.

## 5.6.1. Control de pandeo del alma para perfiles I

### 5.6.1.1. Miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 1.49 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.6-1}$$

### 5.6.1.2. Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{md} = 1.49 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.6-2}$$

## 5.6.2. Control de pandeo local para perfiles HSS rectangulares

### 5.6.2.1. Miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 0.55 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.6-3}$$

### 5.6.2.2. Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{md} = 0.64 * \sqrt{E/f_y} \quad \text{Ec.5.6-4}$$

## 5.6.3. Control de pandeo local para perfiles HSS circulares

### 5.6.3.1. Miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 0.038 * E/f_y \quad \text{Ec.5.6-5}$$

### 5.6.3.2. Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{md} = 0.044 * \frac{E}{f_y} \quad \text{Ec.5.6-6}$$

## **CAPÍTULO VI: MARCOS ESPECIALES A MOMENTOS (SMF)**

### **6.1. Introducción**

Los marcos especiales son sistemas estructurales a base de vigas y columnas; diseñados para resistir fuerzas laterales y desplazamientos que generan deformaciones inelásticas significativas, estos deben presentar una demanda de alta ductilidad porque se diseñan para disipar grandes cantidades de energía provenientes del sismo. Los marcos especiales son diseñados para que las vigas incurrieren en el rango inelástico dando lugar a formaciones de rotulas plásticas; esto se logra mediante el concepto de columna fuerte - viga débil, donde se induce la cedencia por flexión en la viga lo que sucede al rigidizar la conexión de viga-columna. Estos sistemas son diseñados con el AISC 341-10, Sección E3, Página 9.1-34.

### **6.2. Diseño sísmico de vigas en SMF**

#### **6.2.1. Control de pandeo local**

Las vigas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y almas y con ello lograr incursionar en el rango inelástico. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo, de acuerdo a las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

#### **6.2.2. Control del pandeo lateral-torsional en vigas**

Para controlar la adecuada plastificación de la sección transversal, se deberá utilizar la longitud no arriostrada máxima descrita en la sección D.1.2b del AISC 341-10. Como se describe a continuación.

$$L_b = 0.086 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

**Ec.6.2-1**

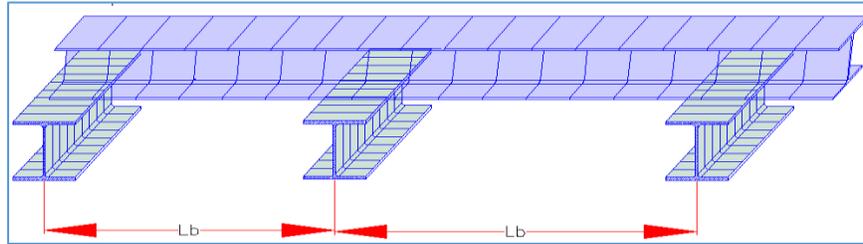


Figura 6.2-1. Longitud no arriostrada de la viga. Fuente: Propia.

### 6.2.3. Criterio de Columna fuerte - Viga débil

Se debe establecer un criterio de columna fuerte - viga débil, cumpliendo que, en cada junta, la sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas sean mayores a los momentos máximos probables de las vigas. Como es descrito en la sección E3.4a del AISC 341-10. Las ecuaciones serán presentadas a continuación.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

**Ec.6.2-2**

#### 6.2.3.1. Momentos máximos probables en vigas

Los momentos máximos probables en vigas se determinan a partir de las condiciones de equilibrio de la siguiente figura. Además, la distancia "sh" donde se infiere la formación de rotulas plásticas dependerá del tipo de conexión y el momento probable en la rótula será calculado en correspondencia a la sección E3. 4a AISC 341-10.

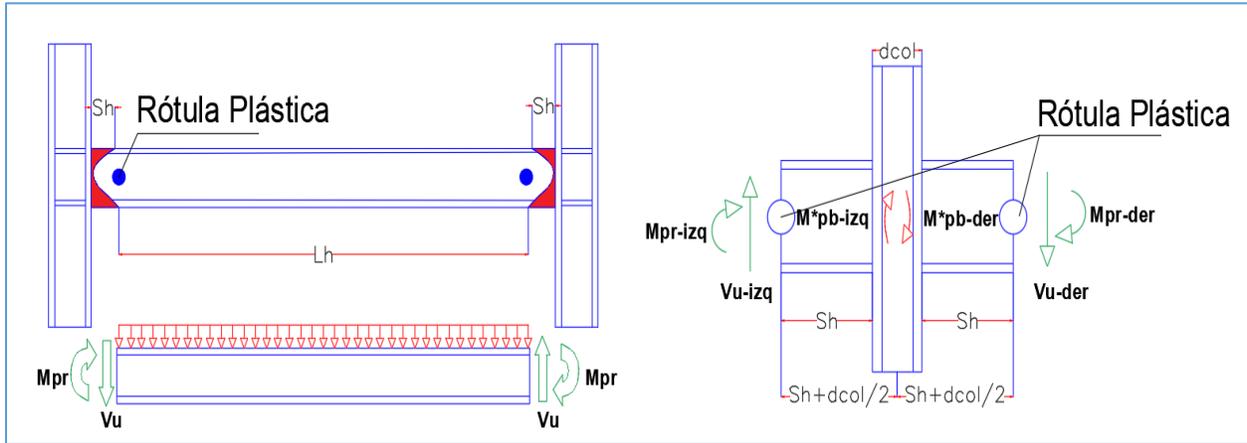


Figura 6.2-2. Momento máximo probable en las vigas. Fuente: Propia.

$$M_{pb} = 1.1 * R_y * M_p = 1.1 * R_y * f_{yb} * Z_b \quad \text{Ec.6.2-3}$$

$$V_{uv} = (2 * M_{pr} / L_h) + V_g \quad \text{Ec.6.2-4}$$

$$V_g = Q * L_h / 2 \quad \text{Ec.6.2-5}$$

$$M_{pb}^* = M_{pb} + V_{uv} * (S_h + d_c / 2) \quad \text{Ec.6.2-6}$$

### 6.2.3.2. Momentos máximos probables en columnas

Los momentos máximos probables en columnas se determinan a partir de las condiciones de equilibrio de la siguiente figura. Además, el momento probable será reducido debido al efecto de la carga axial en el miembro y según la norma se podrá despreciar el aporte del cortante esperado de la columna, reduciendo de esta forma el momento probable máximo del miembro (sección E3.4a AISC 341-10).

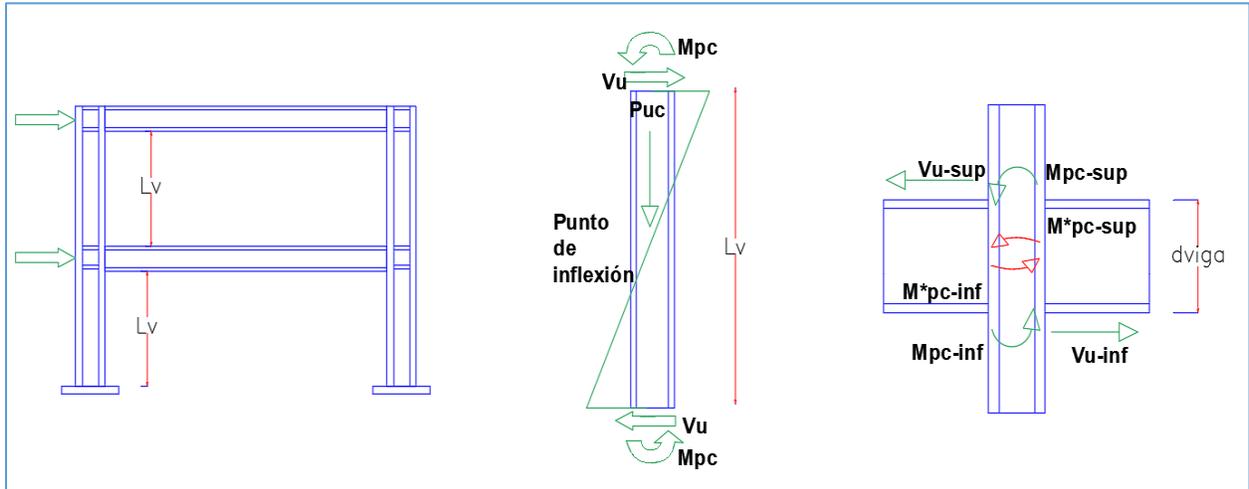


Figura 6.2-3. Momento máximo probable en las columnas. Fuente: Propia.

$$M_{pc} = Z_c * (f_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad \text{Ec.6.2-7}$$

$$V_{uc} = (2 * M_{pc}/L_v) \quad \text{Ec.6.2-8}$$

$$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} * (d_b/2) \quad \text{Ec.6.2-9}$$

#### 6.2.4. Sección de viga reducida (Reduced Beam Section, RBS)

En la conexión de viga reducida se seccionan los patines de las vigas en la región adyacente de la conexión viga-columna de una forma curva establecida, con la finalidad de propiciar la cedencia y la formación de rótulas plásticas en dicha región. El corte que se realiza en los patines debe ser controlado, limitando los parámetros “a”, “b” y “c”, para evitar la concentración de tensiones en la misma; y a su vez reducir la inercia y el módulo de sección plástico. Los requerimientos dimensionales de dicha conexión deben estar acorde a la sección 5.8.1 del AISC 358-10.

$$0.5b_{fb} \leq a \leq 0.75b_{fb} \quad \text{Ec.6.2-10}$$

$$0.65d_b \leq b \leq 0.85d_b \quad \text{Ec.6.2-11}$$

$$0.1b_{fb} \leq c \leq 0.25b_{fb} \quad \text{Ec.6.2-12}$$

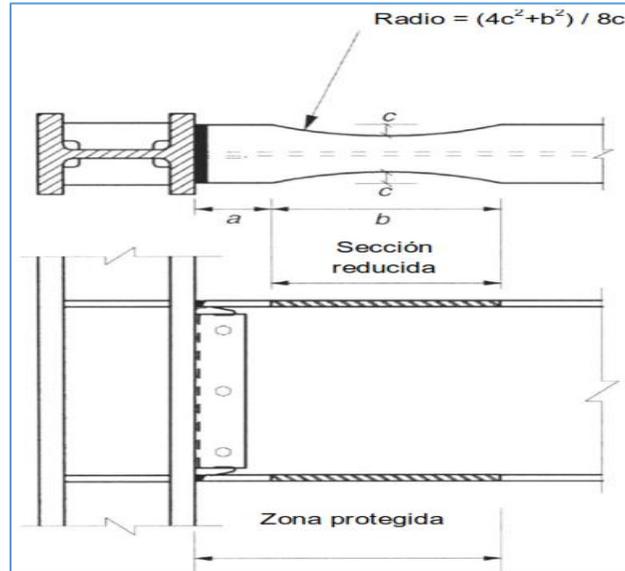


Figura 6.2-4. Conexión de viga reducida. Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones acero, Alacero, 4ta ed.

#### 6.2.4.1. Razón de ancho-espesor para los patines reducidos

La razón de ancho-espesor para los patines deberá ser calculado a partir del ancho reducido como se indica en la sección 5.3.1 del AISC 358-10. Además, debe garantizarse que el miembro cumpla con los requerimientos de alta ductilidad. Aplicando geometría elemental se pueden obtener las siguientes expresiones:

$$R = (4 * c^2 + b^2) / 8 * c \quad \text{Ec.6.2-13}$$

$$b_{f,RBS} = 2 * (R - c) + b_{fb} - 2 * \sqrt{R^2 - (b/3)^2} \quad \text{Ec.6.2-14}$$

$$\lambda_{f,RBS} = b_{f,RBS} / (2 * t_{fb}) \quad \text{Ec.6.2-15}$$

#### 6.2.4.2. Módulo de sección plástica de la viga reducida

El módulo de sección plástica en el centro del corte de reducción de los patines se deberá calcular en correspondencia a la ecuación 5.8-4 del AISC 358-10. Además, deberá

garantizarse que la resistencia disponible calculada a partir de dicho valor, sea superior a la demanda calculada en el centro de la reducción de la viga. La expresión a implementar será la siguiente:

$$Z_{RBS} = Z_b - 2 * c * t_{fb} * (d - t_{fb}) \quad \text{Ec.6.2-16}$$

#### 6.2.4.3. Momento probable en el centro de la curva de viga reducida

En el momento probable en el centro de la sección de viga reducida, se calcula mediante la ecuación 5.8-5 del AISC 358-10, además este valor dependerá del parámetro de endurecimiento que se cuantifica de acuerdo a la ecuación 2.4.3-2 de la misma norma. Las expresiones necesarias serán descritas a continuación.

$$M^*_{pb} = C_{pr} * R_y * f_y * Z_{RBS} \quad \text{Ec.6.2-17}$$

Donde:

$C_{pr}$  = **Ec.6.2-18**, Anexo A, tabla N°5.

#### 6.2.5. Resistencia disponible de la viga

Una vez garantizado el cumplimiento de los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, la resistencia disponible de la viga deberá ser calculada conforme al **capítulo III** del presente trabajo monográfico. Además, si la conexión implementada en el sistema es de viga reducida, deberá calcularse la resistencia disponible del sector reducido y compararla con la demanda producida en dicha área.

### **6.3. Diseño sísmico de columnas en un SMF**

#### **6.3.1. Control del pandeo local**

Las columnas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y almas. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo, mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

#### **6.3.2. Resistencia disponible en la columna**

Una vez garantizado el cumplimiento de los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles de la columna o viga-columna deberán ser calculadas conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

#### **6.3.3. Revisión especial de la columna**

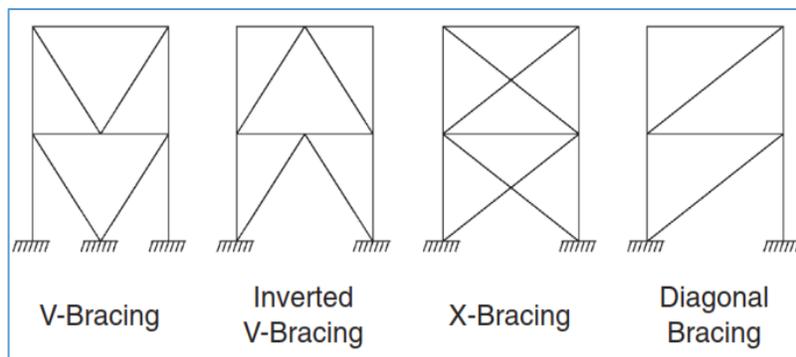
La revisión especial de la columna deberá incluir las combinaciones de carga que incluyen los efectos de las cargas sísmicas y la sobrerresistencia generada por el elemento fusible. Las combinaciones de carga deberán ser calculadas de acuerdo a la sección 5.4.3 del presente trabajo monográfico.

## CAPÍTULO VII: MARCOS ESPECIALES CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)

### 7.1. Introducción

Los marcos especiales arriostrados concéntricamente están constituidos por vigas, columnas y barras diagonales o arriostres. Este sistema brinda respuesta generalmente a compresión y tracción; además se diseñan para incursionar en el rango inelástico de forma estable con ductilidad y disipación de energía moderada, para lo cual se requiere limitar la generación de fallas frágiles. Por esta razón, deben cumplir con ciertos requisitos de esbeltez, ductilidad y esfuerzo, para disipar energía y resistir las degradaciones cíclicas de sismos significativos.

Es importante destacar que este sistema posee mucha rigidez, lo que facilita el control de las derivas de entrepiso, pero a su vez la disipación de energía está condicionada por el pandeo de los arriostres a compresión. En general, el diseño de este sistema se realizará de acuerdo a la sección F2 del AISC 341-10.



*Figura 7.1-1.* Tipos de sistema de marcos arriostrados concéntricamente. Fuente:

Figura C-F2.1 de la sección F2 del comentario del AISC-341

## **7.2. Diseño sísmico de los arriostres en un SCBF**

### **7.2.1. Control del pandeo local**

Las arriostres deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y almas en perfiles H o limitar la relación ancho-espesor en perfiles HSS, y con ello lograr incursionar en el rango inelástico de forma estable. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo, mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.6 del presente trabajo monográfico.

### **7.2.2. Control de la relación de esbeltez**

La relación de esbeltez de los arrostramientos deberá ser controlada según lo estipulado en la sección F2.5b (1) del AISC 341-10. Según la inecuación que se ilustra a continuación.

$$K * L/r \leq 200 \qquad \text{Ec.7.2-1}$$

### **7.2.3. Resistencia esperada del miembro**

Los arriostres serán sometidos por ciclos de cargas a compresión y tracción, además una vez concluido el primer ciclo de compresión la resistencia disponible al pandeo se degrada en un treinta por ciento. Las resistencias esperadas en los arrostramientos serán calculadas de acuerdo a la sección F2.3 del AISC 341-10, como se ilustra a continuación.

#### **7.2.3.1. Resistencia esperada a la tracción**

$$P_t = R_y * f_y * A_g \qquad \text{Ec.7.2-2}$$

### 7.2.3.2. Resistencia esperada a la compresión

$$P_n = \text{menor de } \begin{cases} R_y * f_y * A_g \\ 1.14 * F_{cre} * A_g \end{cases} \quad \text{Ec.7.2-3}$$

Donde:

$F_{cre}$  = Esfuerzo crítico de pandeo esperado. Este valor se calcula de acuerdo a las ecuaciones descritas en la sección 4.2.1 del presente trabajo monográfico, con la excepción de que el valor del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ), se sustituye por el esfuerzo de fluencia esperado ( $R_y * f_y$ ).

### 7.2.3.3. Resistencia esperada en post-pandeo

La resistencia esperada por post-pandeo del arrostramiento debe ser tomada máximo como 0.3 veces la resistencia esperada a compresión.

$$P_{residual} = 0.3 * P_n \quad \text{Ec.7.2-4}$$

## 7.2.4. Resistencias disponibles en el miembro

Las resistencias disponibles en el miembro tanto a compresión como tensión se calcularán de acuerdo al capítulo E y D del AISC 360-10, respectivamente. Estos valores serán comparados con las cargas últimas definidas en la sección 5.4.2 del presente trabajo monográfico.

### 7.2.4.1. Resistencia disponible a la compresión

La resistencia disponible a la compresión será calculada mediante las ecuaciones descritas en el capítulo IV del presente trabajo monográfico para el uso de arriostres de sección transversal doblemente simétricas. En caso de utilizar perfiles de otras secciones transversales se debe consultar los acápites pertinentes del capítulo E del AISC 360-10.

#### **7.2.4.2. Resistencia disponible a la tensión**

La resistencia disponible a la tensión del miembro se calcula en correspondencia a la sección D2 del AISC 360-10; debido a la fluencia de la sección transversal, como se muestra a continuación.

$$\varphi_t P_n = \varphi_t * f_y * A_g \quad \text{Ec.7.2-5}$$

Donde:

$$\Phi_t = 0.9 \text{ (Factor LRFD para la tensión).}$$

#### **7.2.5. Resistencias requeridas en vigas y columnas debido al mecanismo plástico**

La resistencia requerida en vigas y columnas deberá estar basada en las combinaciones de cargas que incluyen la carga sísmica amplificada, según lo indicado en la sección F2.3 del AISC 341-10. En la determinación de la carga sísmica amplificada, el efecto de la fuerza sísmica horizontal que incluye la sobrerresistencia ( $E_{mh}$ ) sobre vigas, columnas e incluso conexiones deberá tomarse como la mayor fuerza determinada en los siguientes dos análisis.

##### **7.2.5.1. Caso (a)**

En este análisis se considera que todos los arrostramientos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en compresión o en tensión. Además, la componente de la fuerza sísmica inducida se calcula con la siguiente expresión.

$$E_{mh} = \sum (P_t + P_n) \cos \theta \quad \text{Ec.7.2-6}$$

##### **7.2.5.2. Caso (b)**

En este análisis se considera que todos los arrostramientos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperada en tensión y que los arrostramientos en compresión resisten sus fuerzas esperadas de post-pandeo. Además, la componente de la fuerza sísmica inducida se calcula con la siguiente expresión:

$$E_{mh} = \sum (P_t + 0.3 * P_n) \cos \theta$$

**Ec.7.2-7**

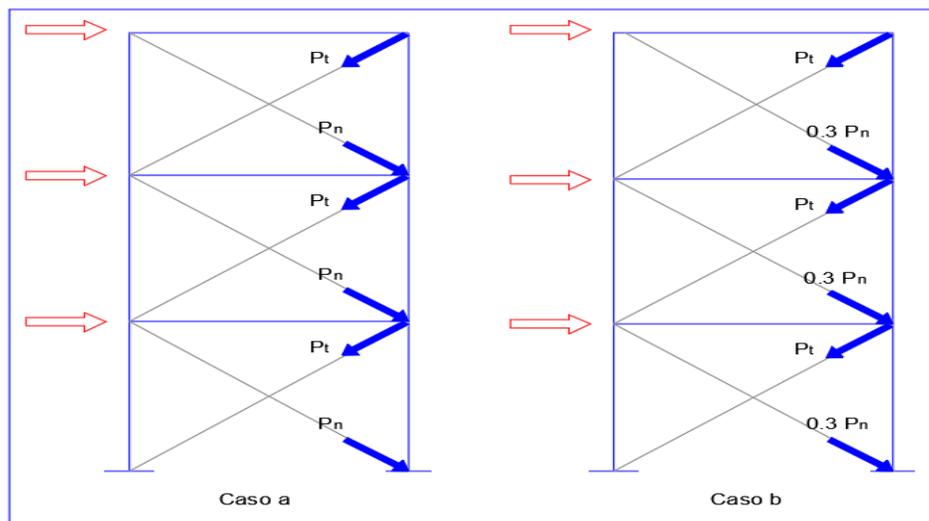


Figura 7.2-1. Mecanismo plástico Caso (a) y Caso (b). Fuente: Propia.

### 7.2.5.3. Fuerzas desbalanceadas en un pórtico en V y V-invertida

Para el diseño de vigas en marcos tipo V y tipo V-invertida bajo los análisis descritos anteriormente, se deberá cuantificar las componentes desbalanceadas del mecanismo plástico como se describe en la figura siguiente.

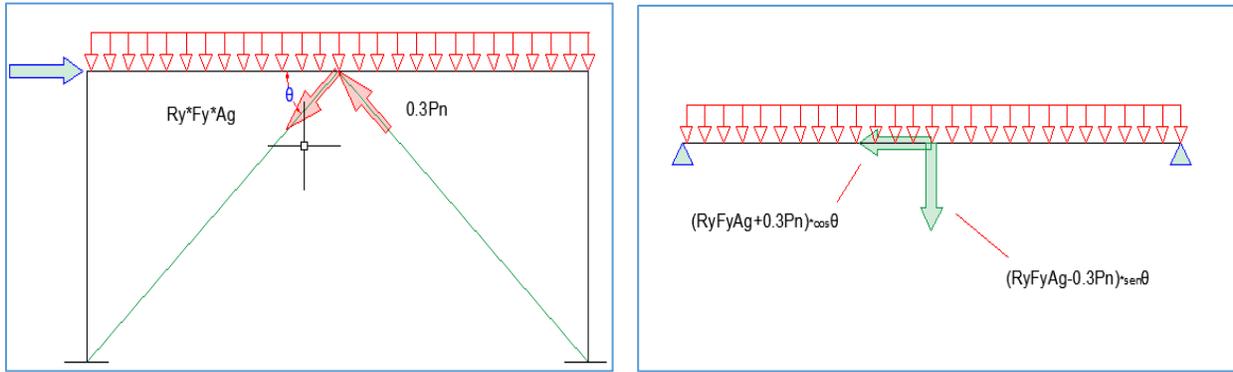


Figura 7.2-2. Fuerzas sísmicas desbalanceadas en una viga. Fuente: Propia.

#### 7.2.5.4. Fuerzas desbalanceadas en pórticos en X a dos pisos

Las fuerzas en las vigas pueden ser reducidas utilizando esta configuración, donde las componentes incluso pueden adquirir un valor de cero en el caso que las arriostres sean idénticas en dos pisos adyacentes con arriostres concurrentes. Sin embargo, pueden adquirir valores distintos de cero para arriostres concurrentes de secciones distintas. Para ilustrar dicho punto se muestra la siguiente figura.

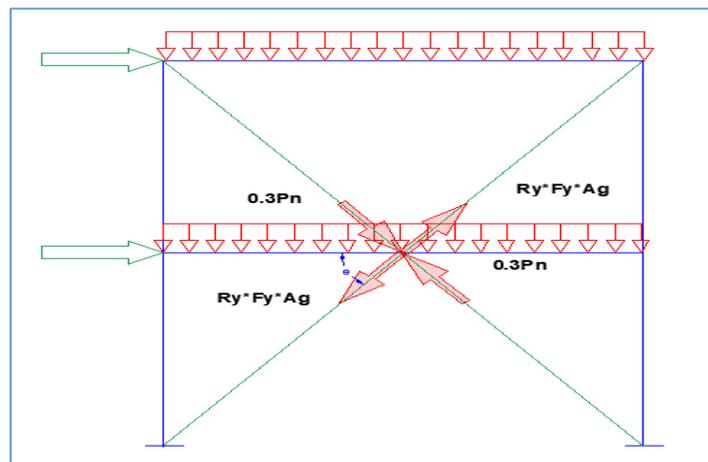


Figura 7.2-4. Fuerzas sísmicas desbalanceadas en una viga. Fuente: Propia.

### **7.3. Diseño sísmico de columnas en un SCBF**

#### **7.3.1. Control del pandeo local**

Las columnas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

#### **7.3.2. Resistencias disponibles en el miembro**

Una vez garantizado el cumplimiento de los requisitos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles de la columna o viga-columna deberán ser calculadas conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

#### **7.3.3. Revisión especial de la columna**

Para proceder a la revisión especial de la columna, primeramente, se deberá calcular la relación demanda-capacidad a partir de las combinaciones de cargas descritas en la sección 5.4.2 mediante una ecuación de interacción para miembros sometidos a flexo-compresión como se plantea en el capítulo IV del presente trabajo monográfico.

Posteriormente se deberá calcular la demanda a compresión en la columna mediante el mecanismo plástico descrito anteriormente, que incluyen la carga sísmica amplificada, pero sin exceder el valor obtenido de las combinaciones de carga con la sobrerresistencia genérica (sección 5.4.3 del presente trabajo monográfico), como es descrito en las excepciones de la sección F2.3 del AISC 341-10.

## 7.4. Diseño sísmico de vigas en un SCBF

### 7.4.1. Control del pandeo local

Las columnas deben cumplir con la condición de miembros de moderada ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

### 7.4.2. Control del espaciamiento máximo en la viga

El espaciamiento máximo de soporte lateral de la viga interceptada por la diagonal de los arrostramientos, deberá cumplir con los requerimientos descritos en la sección D1.2a de la norma AISC 341-10, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$L_b = 0.17 * r_y * \frac{E}{f_y} \quad \text{Ec.7.4-1}$$

### 7.4.3. Requerimientos del arrostramiento nodal

Los requerimientos necesarios para la viga transversal en el nodo de los arrostramientos deberán calcularse de acuerdo a lo estipulado en el apéndice 6, sección 6.3.1b del AISC 360-10, como se ilustra a continuación.

#### 7.4.3.1. Rigidez axial requerida

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} * \left( \frac{10 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right) \quad \text{Ec.7.4-2}$$

#### 7.4.3.2. Resistencia axial requerida

$$P_{br} = 0.02 * M_r * C_d / h_o \quad \text{Ec.7.4-3}$$

Donde:

$\phi$  = Factor LRFD igual a 0.75.

$C_d = 1.0$ .

#### 7.4.4. Resistencias disponibles en el miembro

Una vez garantizado el cumplimiento de los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles se calcularán como un miembro sometido a flexo-compresión conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

#### 7.4.5. Revisión especial de la viga

Para proceder a la revisión especial de la viga, primeramente, se deberá calcular la relación demanda-capacidad a partir de las combinaciones de cargas descritas en la sección 5.4.2 mediante una ecuación de interacción para miembros sometidos a flexo-compresión como se plantea en el capítulo IV del presente trabajo monográfico.

Posteriormente se deberá calcular la demanda a flexión, cortante y compresión en la viga mediante el mecanismo plástico descrito anteriormente, que incluyen la carga sísmica amplificada, pero sin exceder el valor obtenido de las combinaciones de carga con la sobrerresistencia genérica (sección 5.4.3 del presente trabajo monográfico), dado que solo se especifica la revisión única de las columnas a compresión en las excepciones de la sección F2.3 del AISC 341-10.

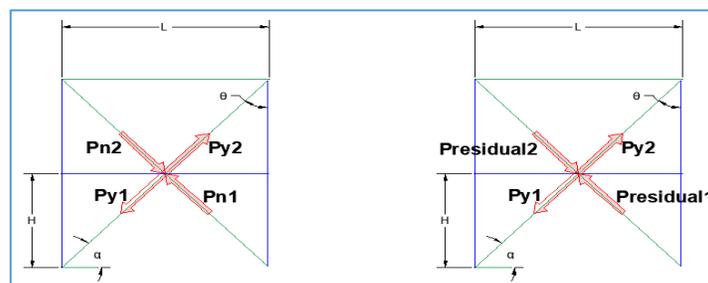


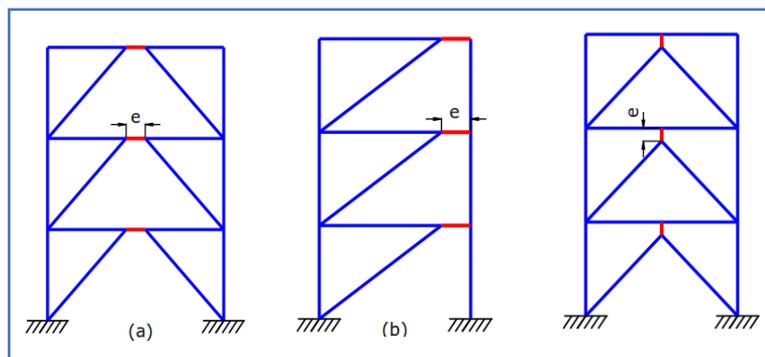
Figura 7.4-2. Mecanismo plástico. Fuente: Propia.

## CAPÍTULO VIII: MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF)

### 8.1. Introducción

Son marcos constituidos por columnas, vigas y arriostres que se colocan formando una excentricidad en la región central o extremos de las vigas, donde se inducen fuerzas de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas llamadas enlaces se diseñan principalmente para disipar energía en forma estable, mientras que el resto de los elementos se diseñan para responder en el rango elástico. Para el diseño de pórticos arriostrados excéntricamente se implementará la sección F3 del AISC 341-10.

Existen diversas maneras de arriostar excéntricamente un pórtico especial, mediante enlaces verticales, enlaces cercanos de la conexión viga-columna, etc. Entre las diversas configuraciones destacan el arriostre a través de la región central del claro de la viga. Debido a que los enlaces verticales poseen como principal limitante, que pueden sufrir problemas de inestabilidad lateral dado que no están vinculados, solo en la parte superior. En caso de enlaces ubicados en los extremos del claro de las vigas, la principal limitante es la complicación en el diseño de la conexión, ya que deben resistir momentos flectores y esfuerzo de corte elevados.



*Figura 8.1-1.* Tipos de marcos arriostrados excéntricamente. Fuente: Diseño sísmoresistente de construcciones en acero, Francisco Javier Crisafulli, Alacero.

## 8.2. Diseño sísmico del enlace en un EBF

### 8.2.1. Control del pandeo local

Los enlaces deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma; y poder incursionar de manera estable en el rango inelástico. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

### 8.2.2. Comportamiento y resistencia del enlace

#### 8.2.2.1. Clasificación del enlace

Los enlaces se clasifican de acuerdo a su longitud crítica, que depende del momento y cortante plástico que puede desarrollarse en el miembro. Para aquellos enlaces de longitud menor que la longitud crítica, es preponderante la falla por corte y se clasifican como enlaces cortos. En cambio, para aquellos enlaces donde su longitud es mayor que la longitud crítica es preponderante la falla por flexión o pandeo de los patines y se clasifican como enlaces largos. Desde el punto de vista estructural el comportamiento de los enlaces cortos es más conveniente porque incursionan en el rango inelástico de una manera más estable y permite que la plastificación se lleve a cabo en toda la sección transversal. La longitud crítica del enlace se calcula de acuerdo a la siguiente expresión.

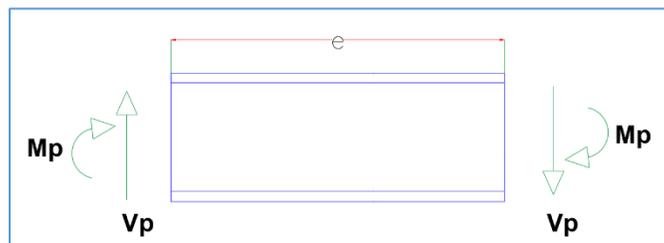


Figura 7.4-2. Longitud crítica del enlace. Fuente: Propia.

$$e_{\text{critico}} = 2 * M_p/V_p$$

**Ec.8.2-1**

A partir de las condiciones de fluencia balanceada se obtiene un parámetro para clasificar los tipos de enlaces. Sin embargo, los resultados experimentales dictaminan que la ecuación anterior no refleja adecuadamente el comportamiento no lineal. Por esta razón, se realizan ligeras modificaciones obtenidas de ensayos de laboratorio como se ilustra a continuación.

### **a) Enlaces cortos**

Los enlaces se clasificarán como cortos siempre que su longitud sea menor o igual que la relación entre su momento y cortante plástico multiplicado por 1.6, como se muestra en la siguiente inecuación.

$$e \leq 1.6 * M_p/V_p$$

**Ec.8.2-2**

### **b) Enlaces intermedios**

Los enlaces se clasificarán como intermedios siempre que su longitud sea menor que la relación entre su momento y cortante plástico multiplicado por 2.6 y mayor que el extremo anterior, como se muestra en la siguiente inecuación.

$$1.6 * M_p/V_p < e < 2.6 * M_p/V_p$$

**Ec.8.2-3**

### **c) Enlaces largos**

Los enlaces se clasificarán como largos siempre que su longitud sea mayor o igual que la relación entre su momento y cortante plástico multiplicado por 2.6, como se muestra en la siguiente inecuación.

$$e \geq 2.6 * M_p/V_p$$

**Ec.8.2-4**

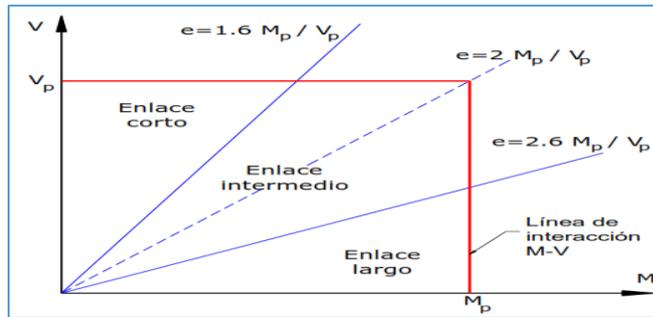


Figura 8.2-1. Clasificación de los enlaces. Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones en acero, Francisco Javier Crisafulli, Alacero.

### 8.2.2.2. Momento y cortante plástico

El momento y cortante plástico se calcula de acuerdo a las ecuaciones descritas en la sección F3.5b (2) del AISC 341-10, como se presenta a continuación.

#### a) Cortante plástico

Si  $P_r/P_c \leq 0.15$  entonces

$$V_p = 0.6 * f_y * A_{Iw} \quad \text{Ec.8.2-5(1)}$$

Si  $P_r/P_c > 0.15$  entonces

$$V_p = 0.6 * f_y * A_{Iw} * \sqrt{1 - (P_r/P_c)^2} \quad \text{Ec.8.2-5(2)}$$

#### b) Momento plástico

Si  $P_r/P_c \leq 0.15$  entonces

$$M_p = f_y * Z_x \quad \text{Ec.8.2-6(1)}$$

Si  $P_r/P_c > 0.15$  entonces

$$M_p = f_y * Z_x * [1 - (P_r/P_c)]/0.85 \quad \text{Ec.8.2-6(2)}$$

Donde:

$A_{lw} = \text{Ec.8.2-7}$ , Anexo A, tabla N°7.

### **8.2.2.3. Resistencia nominal a corte del enlace**

La resistencia nominal del enlace a corte será determinada de acuerdo a los estados límites de fluencia por corte en el alma y fluencia por flexión, de acuerdo a la sección F3.5b (2) del AISC 341-10. Las ecuaciones necesarias para calcular la resistencia nominal se presentarán a continuación.

#### **a) Fluencia por corte**

$$V_n = V_p \quad \text{Ec.8.2-8(1)}$$

#### **b) Fluencia por flexión**

$$V_n = 2 * M_p / e \quad \text{Ec.8.2-8(2)}$$

Para cada estado límite se utilizará un valor minoración LRFD será igual a 0.9 ( $\phi_v = 0.9$ ).

### **8.2.2.4. Resistencia a la flexo-compresión**

Una vez garantizado el cumplimiento de los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles se calcularán como un miembro sometido a flexo-compresión conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

### **8.2.3. Ángulo de rotación máximo en el enlace**

El ángulo de rotación inelástico se calculará de acuerdo a lo estipulado en la sección F3.4a del AISC 341-10. El ángulo de rotación del enlace es el ángulo formado entre el

enlace y la viga fuera del enlace cuando la deriva de piso es igual a la deriva de diseño o deriva amplificada.

### 8.2.3.1. Ángulo de rotación del enlace

El ángulo de rotación del enlace se calculará mediante las condiciones geométricas de marco deformado, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\gamma_p = L * \theta_p / e \quad \text{Ec.8.2-9}$$

Donde:

$$\theta_p = \Delta_p / h = C_d * \Delta_e / h \quad \text{Ec.8.2-10}$$

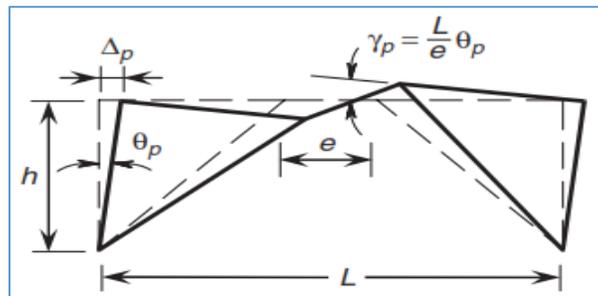


Figura 8.2-2. Ángulo de rotación del enlace. Fuente: Ductile Design of Steel Structures, second edition, Michael Bruneau.

### 8.2.3.2. Límites máximos del ángulo de rotación

- Para enlaces de longitudes iguales o menores que  $1.6 * M_p / V_p$  :  $\gamma_a = 0.08$  rad
- Para enlaces de longitudes iguales o mayores que  $2.6 * M_p / V_p$  :  $\gamma_a = 0.02$  rad
- Para enlaces de longitudes intermedias se deberá utilizar interpolación lineal entre los valores anteriormente descritos. Para ilustrar dicho punto se apelará a la siguiente figura.

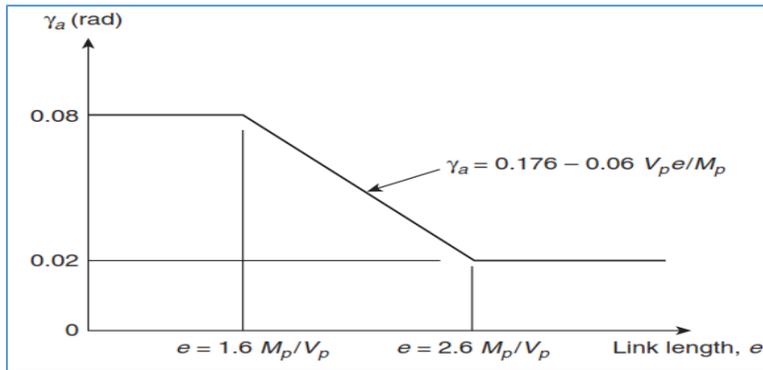


Figura 8.2-2. Ángulo de rotación máximo permitido del enlace. Fuente: Ductile Design of Steel Structures, second edition, Michael Bruneau.

#### 8.2.4. Requerimientos de las vigas de arrostramiento nodal

Las vigas transversales deberán proporcionar suficiente rigidez y resistencia axial para el desarrollo adecuado de las rotulas plásticas, como es descrito en la sección F3.4b del AISC 341-10. A continuación se presentarán las ecuaciones necesarias para realizar dichos cálculos.

##### a) Resistencia axial requerida

$$P_u = 0.06 * R_y * f_y * Z_x / h_o \quad \text{Ec.8.2-11(1)}$$

##### b) Resistencia torsional requerida

$$M_u = 0.06 * R_y * f_y * Z_x \quad \text{Ec.8.2-11(2)}$$

##### c) Rigidez axial requerida

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} * \left( \frac{10 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right) \quad \text{Ec.8.2-12}$$

Donde:

$\phi$  = Factor LRFD igual a 0.75.

$C_d = 1.0$ .

$M_r$  = **Ec.8.2-13**, Anexo A, tabla N°7.

### **8.2.5. Diseño de los rigidizadores**

El dimensionamiento de los rigidizadores se deberá llevar a cabo en correspondencia a la sección F3.5b (4) del AISC 341-10. A continuación, se presenta el procedimiento para el diseño de los rigidizadores transversales, además de su separación.

#### **8.2.5.1. Dimensiones de los rigidizadores**

##### **a) Ancho y alto de los rigidizadores**

Deben colocarse rigidizadores para el peralte total del alma, en ambos lados del enlace, en donde se conectan los arrostros. Dichos rigidizadores deben tener un ancho no menor a  $(b_f - 2 * t_w)$ .

##### **b) Espesor de los rigidizadores**

El espesor mínimo de los rigidizadores debe tomarse como el mayor entre los valores de  $0.75 * t_w$  y  $3/8$  pulg.

#### **8.2.5.2. Separación de los rigidizadores**

##### **a) Para enlaces cortos**

Para enlaces de longitud menor o igual que  $1.6M_p/V_p$  deberá proveerse una separación de  $(30t_w - d/5)$  para rigidizadores con una rotación de 0.08 rad o una separación de

$(52t_w - d/5)$  para rigidizadores con un rotación de 0.02 rad o menores. Además, para valores entre estos dos límites se deberá interpolar linealmente.

### **b) Para enlaces largos**

Para enlaces de longitudes mayores o iguales que  $2.6M_p/V_p$  y menores que  $5M_p/V_p$  deberá proveerse rigidizadores a una distancia de  $1.5b_f$  en cada extremo del enlace. Y no serán requeridos rigidizadores transversales para enlaces de longitudes mayores que  $5M_p/V_p$ .

### **c) Para enlaces intermedios**

Para enlaces entre longitudes  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  se debe interpolar linealmente entre los extremos anteriormente mencionados.

## **8.3. Diseño sísmico de la viga fuera del enlace en un EBF**

### **8.3.1. Control del pandeo local**

Las vigas fuera del enlace deben cumplir con la condición de Miembros de moderada Ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

### **8.3.2. Control del pandeo lateral-torsional**

Para controlar la adecuada plastificación de la sección transversal, se deberá utilizar la longitud no arriostrada máxima descrita en la sección D.1.2a del AISC 341-10. Como se describe a continuación.

$$L_b = 0.17 * r_y * \frac{E}{f_y} \quad \text{Ec.8.3-1}$$

### 8.3.3. Revisión especial en la viga fuera del enlace

La viga fuera del enlace deberá diseñarse a partir de la carga sísmica amplificada por el factor de sobrerresistencia debido a la resistencia esperada en el enlace, como es descrito en la sección F3.3 del AISC 341-10. A continuación, se presentarán las ecuaciones necesarias para determinar la carga axial y el momento transferido por el fusible estructural. Además, se presentarán dos metodologías para calcular el factor de amplificación sísmica. Posteriormente se deberá hacer uso de las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica y la sobrerresistencia (Sección 5.4.3 del presente trabajo monográfico).

#### 8.3.3.1. Resistencias esperadas en el enlace

$$V_{link} = 0.88 * 1.25 * R_y * V_n \quad \text{Ec.8.3-2}$$

$$M_{link} = (0.88 * 1.25 * R_y * V_n * e)/2 \quad \text{Ec.8.3-3}$$

#### 8.3.3.2. Carga sísmica amplificada debido al factor de distribución

##### a) Dimensiones de los miembros

$$L_{bol} = (L - e)/2 \quad \text{Ec.8.3-4}$$

$$L_{br} = \sqrt{H^2 + L_{bol}^2} \quad \text{Ec.8.3-5}$$

$$\theta = \tan^{-1}(H/L_{bol}) \quad \text{Ec.8.3-6}$$

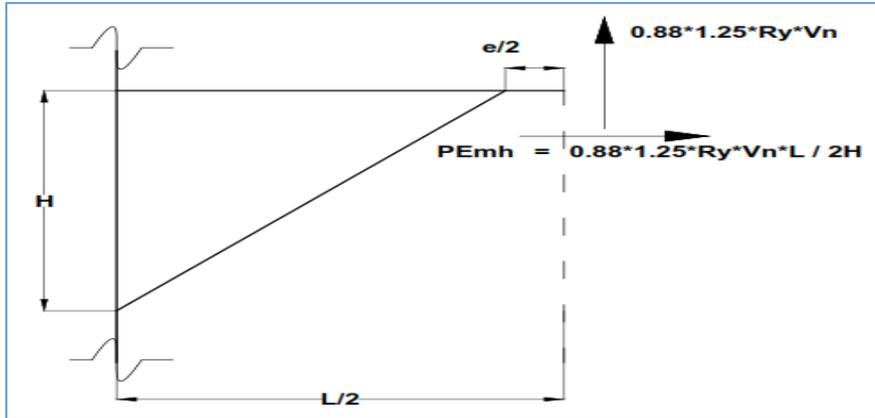


Figura 8.3-1. Resistencias inducidas debido a la demanda esperada en el enlace.

Fuente: Propia.

**b) Factor de distribución de momentos, FD**

$$FD = \frac{I_{bol}/L_{bol}}{I_{br}/L_{br} + I_{bol}/L_{bol}} \quad \text{Ec.8.3-7}$$

**c) Momento debido al sismo amplificado,  $M_{Eh}$**

$$M_{Eh} = M_{bol} = FD * M_{link} \quad \text{Ec.8.3-8}$$

**d) Carga axial debido al sismo amplificado,  $P_{Eh}$**

$$P_{Eh} = (0.88 * 1.25 * R_y * V_n * L) / (2 * H) \quad \text{Ec.8.3-9}$$

**8.3.3.3. Carga sísmica amplificada debido al factor de sobrerresistencia**

**a) Factor de sobrerresistencia,  $\Omega_o$**

$$\Omega_o = (0.88 * 1.25 * R_y * V_n) / V_{QE\_link} \quad \text{Ec.8.3-10}$$

**b) Momento debido al sismo amplificado,  $M_{Eh}$**

$$M_{Eh} = \Omega_o * M_{QE} \quad \text{Ec.8.3-11}$$

**c) Carga axial debido al sismo amplificado,  $P_{Eh}$**

$$P_{Eh} = \Omega_o * P_{QE} \quad \text{Ec.8.3-12}$$

#### **d) Cortante debido al sismo amplificado, $V_{Eh}$**

$$V_{Eh} = \Omega_o * V_{QE}$$

**Ec.8.3-13**

#### **8.3.4. Resistencia disponible en el miembro**

Una vez que se garantice que el miembro cumpla con los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles se calcularán como un miembro sometido a flexo-compresión conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

### **8.4. Diseño sísmico de las arriostres en un EBF**

#### **8.4.1. Control del pandeo local**

Los arriostres deben cumplir con la condición de miembros de moderada ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y almas en perfiles H o limitar la relación ancho-espesor en perfiles HSS. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.6 del presente trabajo monográfico.

#### **8.4.2. Revisión especial del arrostramiento**

El arrostramiento deberá diseñarse a partir de la carga sísmica amplificada por el factor de sobrerresistencia debido a la resistencia esperada en el enlace, como es descrito en la sección F3.3 del AISC 341-10. A continuación, se presentarán las ecuaciones necesarias para determinar la carga axial y el momento transferido por el fusible estructural. Además, se presentarán dos metodologías para calcular la fuerza sísmica amplificada. Posteriormente se deberá utilizar las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica y la sobrerresistencia (Sección 5.4.3 del presente trabajo monográfico).

### 8.4.2.1. Resistencias esperadas en el enlace

$$V_{link} = 1.25 * R_y * V_n \quad \text{Ec.8.4-1}$$

$$M_{link} = (1.25 * R_y * V_n * e) / 2 \quad \text{Ec.8.4-2}$$

$$P_{link} = (1.25 * R_y * V_n * L) / (2 * H) \quad \text{Ec.8.4-3}$$

### 8.4.2.2. Carga sísmica amplificada debido al factor de distribución

#### a) Dimensiones de los miembros

$$L_{bol} = (L - e) / 2 \quad \text{Ec.8.3-4}$$

$$L_{br} = \sqrt{H^2 + L_{bol}^2} \quad \text{Ec.8.3-5}$$

$$\theta = \tan^{-1}(H / L_{bol}) \quad \text{Ec.8.3-6}$$

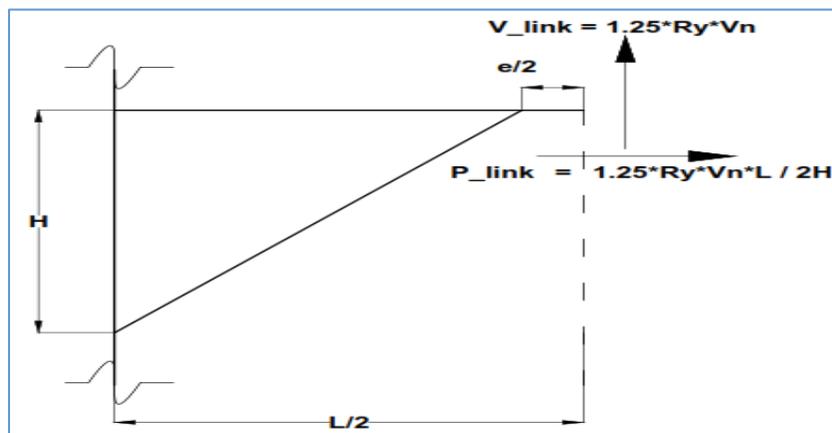


Figura 8.4-1. Resistencias inducidas debido a la demanda esperada en el enlace.

Fuente: Propia.

**b) Factor de distribución de momentos, FD**

$$FD = \frac{I_{br}/L_{br}}{I_{br}/L_{br} + I_{bol}/L_{bol}} \quad \text{Ec.8.4-4}$$

**c) Momento sísmico amplificado,  $M_{Eh}$** 

$$M_{Eh} = M_{br} = FD * M_{link} \quad \text{Ec.8.4-5}$$

**d) Carga axial amplificado,  $P_{Eh}$** 

$$P_{Eh} = P_{link} * \cos \theta + V_{link} * \sin \theta \quad \text{Ec.8.4-6}$$

**8.4.2.3. Carga sísmica amplificada debido al factor de sobrerresistencia****a) Factor de sobrerresistencia,  $\Omega_o$** 

$$\Omega_o = (1.25 * R_y * V_n) / V_{QE\_link} \quad \text{Ec.8.4-7}$$

**b) Momento sísmico amplificado,  $M_{Eh}$** 

$$M_{Eh} = \Omega_o * M_{QE} \quad \text{Ec.8.3-11}$$

**c) Carga axial amplificado,  $P_{Eh}$** 

$$P_{Eh} = \Omega_o * P_{QE} \quad \text{Ec.8.3-12}$$

**d) Cortante amplificado,  $V_{Eh}$** 

$$V_{Eh} = \Omega_o * V_{QE} \quad \text{Ec.8.3-13}$$

**8.4.3. Resistencia disponible en el miembro**

Una vez garantizado el cumplimiento de los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles se calcularán como un miembro sometido a flexo-compresión conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

## **8.5. Diseño sísmico de las columnas en un EBF**

### **8.5.1. Control del pandeo local**

Las columnas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo conforme a las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

### **8.5.2. Revisión especial de la columna**

La columna deberá diseñarse a partir de la carga sísmica amplificada por el factor de sobrerresistencia debido a la resistencia esperada en el enlace, como es descrito en la sección F3.3 del AISC 341-10. A continuación, se presentarán las ecuaciones necesarias para determinar la carga axial y el momento transferido por el fusible estructural. Además, se presentarán dos metodologías para calcular la fuerza sísmica amplificada. Posteriormente se deberá hacer uso de las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica y la sobrerresistencia (Sección 5.4.3 del presente trabajo monográfico).

#### **8.5.2.1. Resistencias esperadas en el enlace**

La resistencia esperada en el enlace deberá calcularse de acuerdo a la sección 8.3.3.1 para pórticos de tres o más niveles, y de acuerdo a la sección 8.4.2.1 para pórticos de dos o un solo nivel del presente trabajo monográfico.

#### **8.5.2.2. Carga sísmica amplificada debido al factor de distribución**

##### **a) Carga axial amplificado, $P_{Eh}$**

$$P_{Eh} = \sum(0.8 * 1.25 * R_y * V_n) \quad \text{Ec.8.5-1}$$

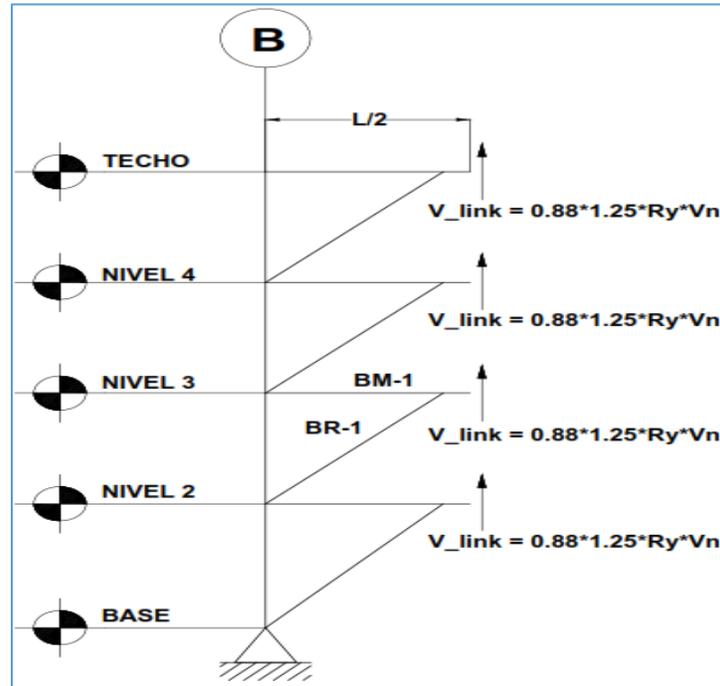


Figura 8.5-1. Resistencias inducidas debido a la demanda esperada en el enlace.

Fuente: Propia.

### 8.5.3. Resistencia disponible en el miembro

Una vez que se garantice que el miembro cumpla con los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles se calcularán como un miembro sometido a flexo-compresión conforme al **capítulo IV** del presente trabajo monográfico.

## CAPITULO IX: MARCOS ARRIOSTRADOS CONTRA PANDEO RESTRINGIDO (BRBF)

### 9.1. Introducción

Los marcos con arriostamiento de pandeo restringido surgen como una alternativa para solucionar el pandeo y el desbalance de fuerzas en los marcos arriostrados concéntricamente, estos sistemas están conformados por vigas, columnas y arriostres que poseen un núcleo central de acero recubierto de una capa antiadherente insertada en un tubo metálico relleno de mortero, este sistema se caracteriza por la capacidad de los arriostres de fluir inelásticamente de igual forma en compresión como en tensión disipando grande cantidades de energía, a través de los ciclos de carga resultando ser un sistema altamente dúctil. Es necesario destacar que los arriostres no deben ser considerados para resistir fuerzas gravitacionales esto según la sección F4 del AISC 341-10 que será la que se implementará para el diseño de este sistema.

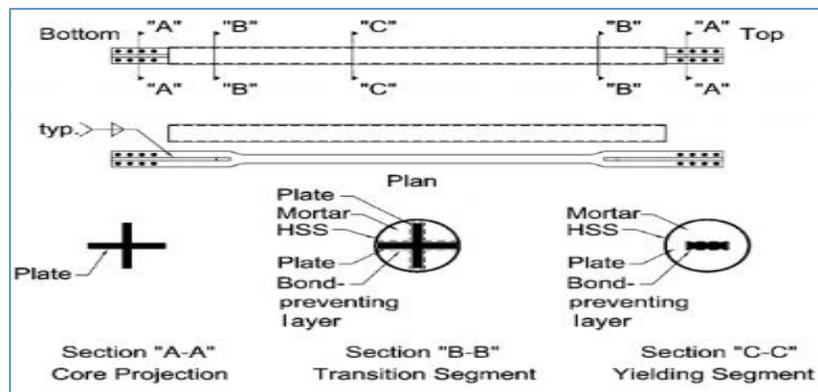


Figura 9.1-1. Detalle de los tipos de arriostres de pandeo restringido. Fuente: Fig. C-F4.1, AISC 341-10.

### 9.2. Diseño sísmico de arriostres en un BRBF

El diseño de un arriostre de un sistema de pandeo restringido debe estar basado en los resultados de las pruebas cíclicas calificadas, las cuales son establecidas en la sección

K de la Norma AISC 341-10; en conformidad a esta especificación se rigen los fabricantes para brindar información requerida para el diseño.

### 9.2.1. Área requerida

Definir el área requerida del núcleo de acero que resista las fuerzas a las que será sometida se hace mediante el despeje de la ecuación de la sección F4.5b mostrada a continuación:

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad \text{Ec.9.2-1(1)}$$

El área será calculada:

$$A_{sc} = \frac{P_{y_{sc}}}{F_{y_{sc}}} \quad \text{Ec.9.2-1(2)}$$

Es recomendable que el área propuesta sea redondeada en incrementos:

De 0.25 pulg <sup>2</sup>	para	0 pulg <sup>2</sup> < A <sub>sc</sub> ≤ 5 pulg <sup>2</sup>
De 0.5 pulg <sup>2</sup>	para	5 pulg <sup>2</sup> < A <sub>sc</sub> ≤ 10 pulg <sup>2</sup>
De 1 pulg <sup>2</sup>	para	10 pulg <sup>2</sup> < A <sub>sc</sub> ≤ 20 pulg <sup>2</sup>
De 2 pulg <sup>2</sup>	para	A <sub>sc</sub> > 20 pulg <sup>2</sup>

### 9.2.2. Deformación esperada

La sección F4.2 establece que la deformación sea el mayor valor entre el 2% de la altura del piso o dos veces la deriva de diseño de piso que es calculada de acuerdo a la ecuación mostrada a continuación.

$$\Delta = \frac{C_d \Delta_h}{I_e} \quad \text{Ec.9.2-2}$$

$$\text{Mayor valor de } \begin{cases} 2\Delta \\ 0.02H \end{cases}$$

### 9.2.3. Resistencia esperada del miembro

Los arriostres serán sometidos por ciclos de cargas a compresión y tracción. Las resistencias esperadas en los arrostramientos serán calculadas de acuerdo a la sección F4.2 del AISC 341-10, como se ilustra a continuación.

#### 9.2.3.1. Resistencia esperada a la tracción

$$P_t = \omega * R_y * f_{y_{sc}} * A_{sc} \quad \text{Ec.9.2-3}$$

#### 9.2.3.2. Resistencia esperada a la compresión

$$P_n = \beta * \omega * R_y * f_{y_{sc}} * A_{sc} \quad \text{Ec.9.2-4}$$

### 9.2.4. Resistencias disponibles en el miembro

Las resistencias disponibles en el miembro tanto a compresión como tensión se calcularán de acuerdo a la sección F4.5b del AISC 341-10 utilizando la ecuación 9.2-1(1) del presente trabajo. Estos valores serán comparados con las cargas últimas definidas en la sección 5.4.2 del presente trabajo monográfico con la excepción de que las cargas gravitacionales no son consideradas.

### 9.2.5. Resistencias requeridas en vigas y columnas debido al mecanismo plástico

La resistencia requerida en vigas y columnas deberá estar basada en las combinaciones de cargas que incluyen la carga sísmica amplificada, según lo indicado en la sección F4.3 del AISC 341-10. En la determinación de la carga sísmica amplificada, el efecto de la fuerza sísmica horizontal que incluye la sobrerresistencia,  $E_{mh}$ , sobre vigas, columnas y conexiones deberá tomarse como la fuerza desarrollada en el elemento asumiendo que las fuerzas en todas las arriostres corresponden a la resistencia esperada en tracción o compresión.

### 9.2.5.1. Fuerzas desbalanceadas en un pórtico V-invertida

Para el diseño de vigas y columnas en marcos tipo V-invertida se deberá cuantificar las componentes desbalanceadas tanto horizontal como vertical del mecanismo plástico como se describe en la figura siguiente.

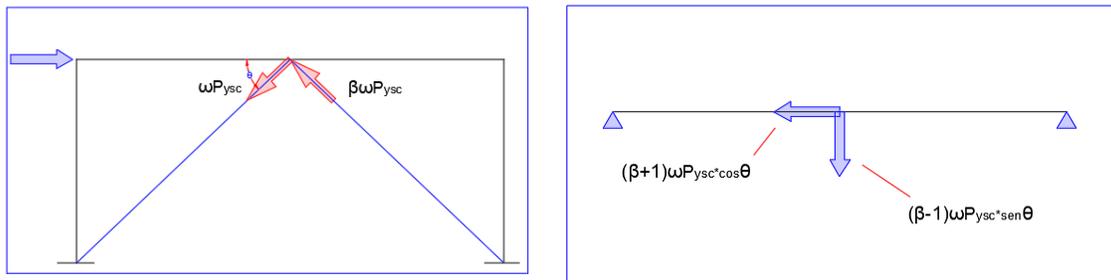


Figura 9.2-2. Fuerzas sísmicas desbalanceadas en una viga. Fuente: Propia.

La resultante de la suma de la componente vertical de la tensión esperada y la componente vertical de la compresión esperada en el centro de la viga las cuales actúan en direcciones opuestas son distribuidas en los extremos de la viga lo cual genera cortante en esta, y aporta una fuerza que es necesario considerar en cálculo de las fuerzas axiales actuantes en la columna, esta fuerza se define por la siguiente ecuación.

$$F_v = \frac{1}{2} (\beta - 1) \omega F_{ysc} A_{sc} \sin \theta \quad \text{Ec.9.2-5}$$

La componente horizontal está compuesta por la suma de la componente horizontal producida por la tensión esperada y la componente producida por la compresión como es mostrado a continuación.

$$F_h = (\beta + 1) \omega F_{ysc} A_{sc} \cos \theta \quad \text{Ec.9.2-6}$$

### 9.2.5.2. Carga sísmica amplificada en la columna

#### b) Carga axial amplificado

La columna estará sometida a fuerzas de tracción y compresión las cuales estarán definidas por las siguientes expresiones respectivamente.

$$T_{Emh} = \sum(\omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta \quad \text{Ec.9.2-7(1)}$$

$$P_{Emh} = \sum(\beta * \omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta \quad \text{Ec.9.2-8(1)}$$

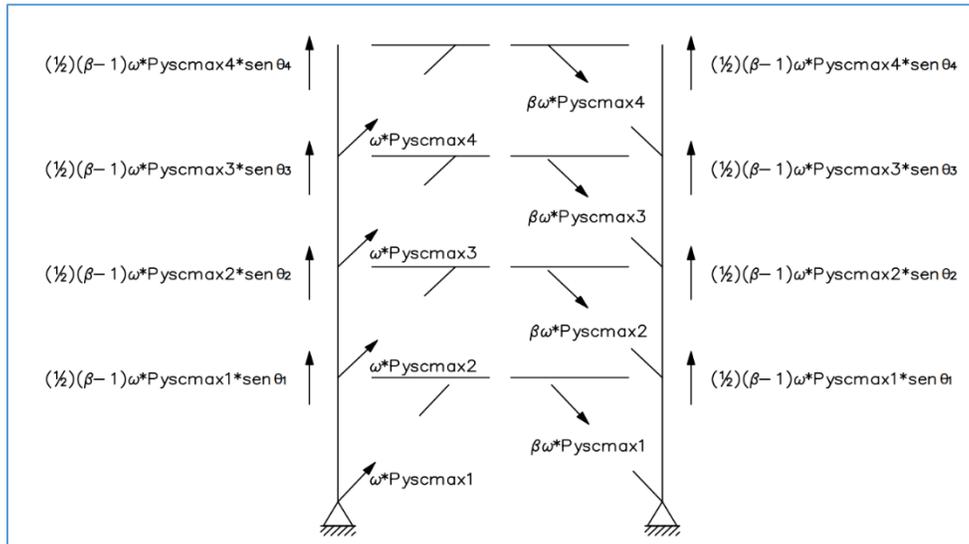


Figura 9.2-3. Fuerzas actuantes en columna. Fuente: Propia

Estas ecuaciones tienen que considerar las fuerzas no balanceadas descritas anteriormente, modificando así las ecuaciones anteriores de la siguiente forma:

$$T_{Emh} = \sum(\omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta + \sum F_v \quad \text{Ec.9.2-7(2)}$$

$$P_{Emh} = \sum(\beta * \omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta - \sum F_v \quad \text{Ec.9.2-8(2)}$$

### 9.2.5.3. Carga sísmica amplificada en la viga

#### a) Cortante sísmico amplificado, $V_{Emh}$

La diferencia entre los componentes verticales de las fuerzas esperadas de los arriostres como se mostró anteriormente genera cortante producido por fuerzas sísmicas en la viga.

$$V_{Emh} = F_v \quad \text{Ec.9.2-9}$$

#### b) Momento sísmico amplificado, $M_{Emh}$

$$M_{Emh} = \frac{F_v * L}{4} \quad \text{Ec.9.2-10}$$

#### c) Carga axial amplificado, $P_{Emh}$

De manera similar al cortante la fuerza axial es producto de las componentes de las fuerzas no balanceadas inducidas por la tensión y compresión esperadas de las arriostres.

$$P_{Emh} = \frac{F_h}{2} \quad \text{Ec.9.2-11}$$

## 9.3. Diseño sísmico de columnas en un BRBF

### 9.3.1. Control del pandeo local

Las columnas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo mediante las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

### 9.3.2. Resistencias disponibles en el miembro

Una vez que se garantice que el miembro cumpla con los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles de la columna o viga-columna deberán ser calculadas conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico, esto considerando la resistencia a la flexión y compresión. En el caso de la resistencia nominal a la tensión es calculada considerando únicamente el estado límite de fluencia en base al área gruesa de la sección transversal como es descrito en la sección D2 de la Norma AISC 360-10 definida por la siguiente ecuación.

$$P_n = F_y * A_g \quad \text{Ec.9.3-12}$$

La capacidad a la tracción o resistencia de diseño se define como el producto de la compresión nominal por el factor de minoración a la tracción. Este debe cumplir con la siguiente inecuación:

$$\phi_t P_n \geq T_u \quad \text{Ec.9.3-13}$$

## 9.4. Diseño sísmico de vigas en un BRBF

### 9.4.1. Control del pandeo local

Las vigas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. A fin de limitar el pandeo local de los patines y el alma. El cálculo de las relaciones de esbeltez límite se llevará a cabo, de acuerdo a las ecuaciones descritas en la sección 5.5 del presente trabajo monográfico.

#### **9.4.2. Control del espaciamiento máximo en la viga**

El espaciamiento máximo de soporte lateral de la viga interceptada por la diagonal de los arrostros, deberá cumplir con los requerimientos descritos en la sección D1.2a, como se muestra en la ecuación 7.4-1 del capítulo 7 del presente trabajo.

#### **9.4.3. Requerimientos del arrostro nodal**

Los requerimientos necesarios para la viga transversal en el nodo de los arrostros deberán calcularse de acuerdo a lo estipulado en el apéndice 6, sección 6.3.1b del AISC 360-10, cuyas ecuaciones son mostradas anteriormente en la sección 7.4.

#### **9.4.4. Resistencias disponibles en el miembro**

Una vez que se garantice que el miembro cumpla con los requerimientos sismorresistentes anteriormente descritos, las resistencias disponibles se calcularán como un miembro sometido a flexo-compresión y cortante conforme al capítulo IV del presente trabajo monográfico.

## CAPITULO X: DISEÑO DE ENTREPISO POR VIBRACIÓN DEBIDO A ACTIVIDAD HUMANA

### 10.1. Principios básicos de la vibración de piso y términos asociados

#### 10.1.1. Terminología básica de vibración

a) **Cargas dinámicas:** Las cargas dinámicas pueden clasificarse como armónicas, periódicas, transitorias e impulsivas. Las cargas armónicas suelen asociarse a las máquinas rotativas, las periódicas a actividades humanas rítmicas como aeróbicos o danza, las transitorias al movimiento de la gente como correr o caminar y las cargas impulsivas a saltos e impactos de caída de balón.

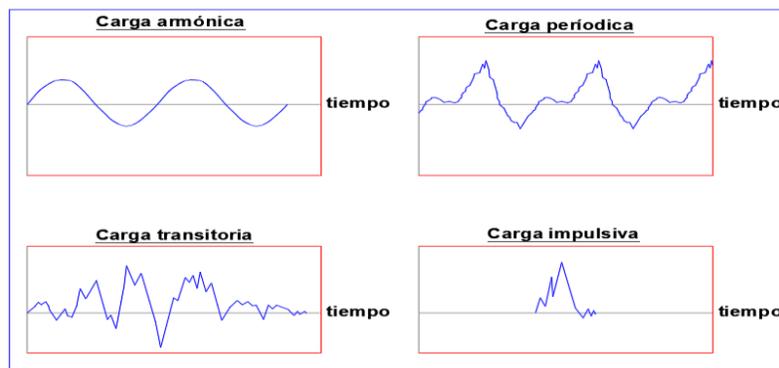


Figura 10.1-1. Tipos de cargas dinámicas. Fuente: Propia.

b) **Período y frecuencia:** El período es el tiempo entre picos sucesivos en eventos repetitivos. La frecuencia es el recíproco del período medida en Hz.

c) **Estado estacionario y transitorio:** El estado estacionario es el movimiento resultante de aplicar una fuerza armónica continua que produce una frecuencia constante y una amplitud máxima constante. El estado transitorio es el movimiento resultante de aplicar al sistema de piso un único impulso y el amortiguamiento en el sistema causa un movimiento decreciente.

d) **Frecuencia natural:** Es la frecuencia a la cual un cuerpo o estructura vibrará cuando se desplaza y luego se libera rápidamente.

- e) Amortiguamiento:** Es la pérdida de energía en un sistema vibratorio que es usualmente expresado como porcentaje del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento de los sistemas de piso era determinado mediante señales de vibración desde 1.5 a 2 veces la frecuencia fundamental, lo que resultaba en razones de amortiguamiento de 4 a 12% para edificios de oficinas típicas. Para determinar el amortiguamiento modal de todos los modos de vibración al menos uno deberá filtrarse del registro de vibración de decaimiento. Alternativamente la razón del amortiguamiento modal puede ser determinado del espectro de respuesta de Fourier del impacto de talón. Esta técnica resulta en razones de amortiguamiento del 3% al 5% para edificios de oficinas típicos.
- f) Resonancia:** Es un fenómeno que ocurre cuando la frecuencia de una fuerza de excitación es igual a la frecuencia natural de la estructura.
- g) Frecuencia de paso:** Es la frecuencia de aplicación de una pasarela al piso. Ejemplo: caminata, danza o aeróbicos.
- h) Armónico:** Es un múltiplo de la frecuencia de aplicación de una fuerza repetitiva. Ejemplo: Los múltiplos de la frecuencia de paso para actividad humana o múltiplo de la frecuencia de rotación de una maquinaria repetitiva.
- i) Formas de modo:** Es la configuración particular que posee un modo específico en vibración libre. Cada frecuencia natural tiene un modo de forma asociado.
- j) Análisis modal:** Se refiere a un método computacional, analítico o experimental para determinar la frecuencia natural y las formas de modos de una estructura, así como la respuesta individual de los modos para una excitación dada.
- k) Espectro:** Un espectro muestra la variación de la amplitud relativa con la frecuencia de las componentes de vibración que contribuyen con la carga.

**l) Transformación de Fourier:** Procedimiento matemático que transforma el tiempo registrado dentro de un espectro de frecuencia completo sin la pérdida de información.

**m) Razón de aceleración:** Es la aceleración del sistema dividido entre la aceleración de la gravedad. Usualmente la aceleración pico del sistema es utilizada.

**n) Panel de piso:** Es una porción rectangular de un piso enmarcado por un claro y un ancho efectivo.

**o) Tablero:** Es una porción rectangular localizado entre cuatro columnas.

### 10.1.2. Principios de vibración de piso

Los criterios de vibración de piso fueron desarrollados en años recientes debido a que representan un fenómeno complejo. Las cargas actuantes y la respuesta del sistema son complicadas. Sin embargo, la experiencia demuestra que el fenómeno puede simplificarse lo suficiente para proveer criterios de diseño prácticos.

En algunos casos las fuerzas son sinusoidales o cercanas. En general, una fuerza repetitiva puede ser representada por una combinación de fuerzas sinusoidales, cuya frecuencia  $f$ , son múltiplos armónicos de la frecuencia básica de las fuerzas de repetición. La dependencia del tiempo de la fuerza de repetición puede ser representada por la siguiente serie de Fourier.

$$F = P \left[ 1 + \sum (\alpha_i * \cos(2\pi * i * f_{\text{step}} * t + \phi_i)) \right] \quad \text{Ec.10.1-1}$$

Como una regla general, la magnitud del coeficiente dinámico decrece con el incremento del múltiplo armónico; por ejemplo, los coeficientes dinámicos asociados con los primeros cuatro armónicos para caminatas son 0.5, 0.2, 0.1 y 0.05, respectivamente. En teoría, si una frecuencia asociada con las fuerzas sinusoidales coincide con la frecuencia

natural de un modo de vibración, entonces la resonancia ocurrirá causando severas amplificaciones en las vibraciones.

Cada modo de vibración tiene su propia configuración de desplazamientos o formas de modos y una frecuencia natural asociada. Una forma de modo típica puede ser visualizada considerando el piso dividido dentro de un arreglo de paneles, con paneles adyacentes que se mueven en direcciones opuestas. En la práctica, en el movimiento vibracional del piso es localizado en uno o dos paneles, debido al efecto limitante de múltiples columnas y muros de soportes y componentes no estructurales, así como particiones.

Un modo de vibración superior es más difícil de excitar porque las personas se extienden sobre un área relativamente grande y tienden a forzar todos los paneles en alguna dirección simultáneamente, mientras que los paneles adyacentes deben moverse en direcciones opuesta para una mayor respuesta modal. Las pasarelas generan una fuerza concentrada y por lo tanto, puede excitar un modo elevado. Sin embargo, modos elevados de vibración son generalmente excitados solo por componentes de fuerza armónicas de caminatas relativamente pequeñas comparadas con los asociados a los modos de vibración menores. Así, en la práctica suelen ser los modos de vibración más bajos de interés para actividades humanas.

El modo básico puede ser representado por:

$$\text{Aceleración sinusoidal} = \left( \frac{\text{Fuerza}}{\text{Masa}} \right) * \text{Factor de respuesta} \quad \text{Ec.10.1-2}$$

Donde el factor de respuesta modal depende fuertemente de la razón entre la frecuencia natural y la frecuencia de fuerzas, y para la vibración dentro o cerca de la resonancia depende del factor de amortiguamiento. Estos son los parámetros que controlan la vibración de serviciabilidad en el diseño de muchas estructuras de piso.

Es posible controlar la aceleración en resonancia incrementando el amortiguamiento o la masa debido a que la aceleración es igual a la fuerza dividida por el producto de la masa por el factor de amortiguamiento. El control es más efectivo donde las fuerzas sinusoidales son menores, así como las pasarelas. La frecuencia natural también juega un papel de vital importancia, ya que las fuerzas sinusoidales generalmente decrecen con el incremento del armónico. Es decir, cuanto mayor sea la frecuencia natural, menor será la fuerza; esta afirmación constituye el principio de diseño para los criterios de excitación al caminar.

Donde las fuerzas dinámicas son grandes, como los aeróbicos; la vibración resonante es generalmente demasiado grande para ser controlada prácticamente por el incremento de la masa o el amortiguamiento. En este caso, la frecuencia natural de cualquier modo de vibración significativamente afectado por fuerzas dinámicas (es decir, un modo bajo de frecuencia) debe mantenerse alejado de la frecuencia de fuerzas. Esto significa, que la frecuencia natural fundamental debe ser mayor que la frecuencia de fuerzas del armónico con la componente de fuerza más elevada, la cual puede causar grandes vibraciones de resonancia. Esta afirmación constituye el principio de diseño para los criterios de excitación rítmica.

Se debe aclarar que en sistemas de entrepiso donde la frecuencia natural es mayor de 9-10 Hz, o donde los entrepisos son ligeros, la resonancia se vuelve menos importante para la vibración inducida por los seres humanos, y se deberá considerar otro criterio de diseño. Ejemplo de piso ligero: cubierta de madera con viguetas metálicas ligeras.

Cuando los entrepisos son muy ligeros, las respuestas incluyen el tiempo de variación de la deflexión estática debido al movimiento repetitivo de la carga, así como el decaimiento de la vibración ocupacional debido a pasos de impulsión. El uso de un criterio basado en la rigidez es adecuado para controlar el componente de desviación estática, y un criterio basado en la vibración de impulso paso a paso es apropiado para los impulsos.

## **10.2. Criterios de aceptación para confort humano**

### **10.2.1. Respuesta humana al movimiento del piso**

La respuesta humana al movimiento del entrepiso es un fenómeno muy complejo, envuelve la magnitud del movimiento, el entorno que rodea a la percepción humana y a la causa del movimiento vibratorio. Un movimiento continuo puede ser más molesto que un movimiento causado por un impacto poco frecuente.

El límite de percepción del movimiento del entrepiso en un lugar de trabajo puede ser mayor que en un apartamento tranquilo. La reacción de una persona mayor en el quincuagésimo piso, puede ser considerablemente diferente de la de un adulto joven que vive en segundo piso de un complejo de apartamento. La reacción de las personas que sienten la vibración depende fuertemente de lo que está haciendo.

Las personas en oficinas o residencias les molesta la vibración claramente perceptible (aceleración pico de alrededor del 0.5% de g), mientras que las personas que participan en una actividad aceptarán vibraciones de aproximadamente 10 veces mayor (5% de g); además, personas junto a una pista de baile, gimnasios, aeróbicos o de pie en un centro comercial aceptan un valor intermedio (aproximadamente de 1.5% de g).

La sensibilidad dentro de cada ocupación varía con la duración de la vibración y la lejanía de la fuente. Los límites anteriores son para frecuencias entre 4 y 8 Hz. Fuera de este rango de frecuencia la gente acepta mayores aceleraciones como se muestra en la figura siguiente.

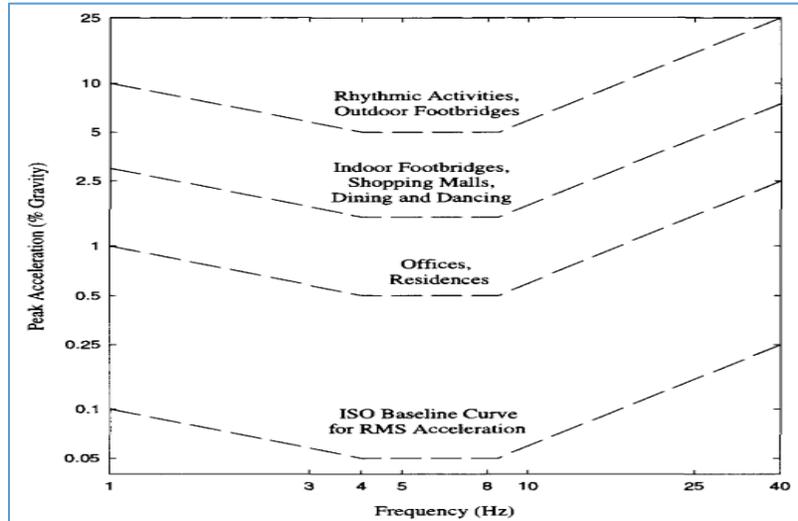


Figura 10.2-1. Aceleración pico recomendada para confort humano. Fuente: Guía de diseño número 11 del AISC, Fig.2.1.

## 10.2.2. Criterios recomendados para el diseño estructural

Las recomendaciones para la excitación al caminar, tanto sus métodos, criterios para la determinación de las propiedades del piso, diseño y procedimientos fueron propuestos por primera vez por Allen y Murray (1993). Los criterios difieren considerablemente de los basados en la caída de talón. Aunque la propuesta del criterio para la excitación al caminar es algo más compleja que los criterios anteriores, tiene una gama más amplia de aplicabilidad y resulta en sistemas de piso más económicos, pero aceptables.

### 10.2.2.1. Excitación al caminar

El criterio es basado en la respuesta dinámica de las vigas de acero o viguetas de soporte de los sistemas de piso solicitadas a fuerzas de caminatas, y pueden ser utilizadas para evaluar sistemas estructurales de soportes de oficinas, centros comerciales, puentes peatonales y ocupaciones similares.

El criterio fue desarrollado usando lo siguiente:

- a) Aceleraciones límites recomendadas por International Standards Organization (International Standard Organization ISO 2631-2, 1989) ajustada para la ocupación prevista. La norma ISO sugiere límites en términos de una aceleración rms como múltiplo de la línea base mostrada en la curva la figura 10.2-1. Los multiplicadores para el criterio propuesto, el cual es expresado en términos de la aceleración pico son 10 para oficinas, 30 para centros comerciales y para puentes peatonales (pasarelas interiores) y 100 para puentes peatonales al aire libre. Para fines de diseño los límites pueden ser asumidos entre un rango de 0.8 y 1.5 veces los valores recomendados dependiendo de la duración de la vibración y la frecuencia de vibración del evento.
- b) Un componente de fuerza armónica dependiente del tiempo la cual coincide con la frecuencia fundamental del piso:

$$F_i = P * \alpha_i * \cos(2\pi i * f_{step} * t)$$

**Ec.10.2-1**

Table 2.1 Common Forcing Frequencies (f) and Dynamic Coefficients* ( $\alpha_i$ )						
Harmonic i	Person Walking		Aerobics Class		Group Dancing	
	f, Hz	$\alpha_i$	f, Hz	$\alpha_i$	f, Hz	$\alpha_i$
1	1.6–2.2	0.5	2–2.75	1.5	1.5–3	0.5
2	3.2–4.4	0.2	4–5.5	0.6	—	—
3	4.8–6.6	0.1	6–8.25	0.1	—	—
4	6.4–8.8	0.05	—	—	—	—

\*dynamic coefficient = peak sinusoidal force/weight of person(s).

Tabla 10.2-1. Coeficiente dinámico y frecuencia de fuerzas. Fuente: Guía de diseño número 11 del AISC, Tabla 2.1.

Solo se usa un componente armónico de la ecuación Ec.10.2-1, ya que todas las demás vibraciones armónicas son pequeñas en comparación a los armónicos asociados con la resonancia.

- c) Una función de la respuesta a la resonancia de la forma:



El movimiento debido a la deflexión cuasiestática y la vibración de impulso paso a paso puede ser más crítica que la resonancia si la frecuencia fundamental del piso es mayor que 8 Hz. Para tomar en cuenta el movimiento debido a la deflexión estática se deberá considerar una rigidez mínima de 1KN/mm (5.7 Kip/pulg).

### 10.2.2.2. Excitación rítmica

La base del criterio fue desarrollada a partir de la respuesta dinámica del sistema estructural para ejercicio rítmico que generan fuerzas distribuidas bajo todo o parte del piso. El criterio puede ser usado para evaluar sistemas estructurales soportando aeróbicos, danza, participación de audiencia y eventos similares, siempre que las cargas sean conocidas.

La aceleración pico debido a una fuerza armónica rítmica es obtenida de la solución clásica, asumiendo que la estructura de piso tiene un solo modo de vibración (Allen 1990):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3 \cdot \alpha_i \cdot w_p / w_t}{\sqrt{\left(\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot \beta \cdot f_n}{f}\right)^2}} \quad \text{Ec.10.2-4}$$

La ecuación Ec.10.2-4 puede simplificarse como sigue:

**a)** En la resonancia ( $f_n = f$ ):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3}{2 \cdot \beta} * \frac{\alpha_i \cdot w_p}{w_t} \quad \text{Ec.10.2-5(1)}$$

**b)** Debajo de la resonancia ( $f_n > 1.2 * f$ ):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3}{(f_n/f)^2 - 1} * \frac{\alpha_i \cdot w_p}{w_t} \quad \text{Ec.10.2-5(2)}$$

La aceleración máxima efectiva puede ser sustancial y para armónicos bajos puede ser estimado de la combinación de reglas siguientes:

$$a_m = [\sum a_i^{1.5}]^{1/1.5} \quad \text{Ec.10.2-6}$$

Las fuerzas dinámicas debido a actividad rítmica tienden a ser prolongadas y la vibración de resonancia es generalmente grande para ser reducida prácticamente por incremento del amortiguamiento y la masa. La ecuación Ec.10.2-5(2) puede ser invertida para obtener el siguiente criterio.

$$f_n \geq f * \sqrt{1 + \frac{k}{(a_o/g)} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}} \quad \text{Ec.10.2-7}$$

### 10.3. Frecuencia natural del sistema de piso en marcos de acero

El parámetro más importante para la vibración de serviciabilidad, diseño y evaluación de un sistema de entrepiso es la frecuencia natural. Este capítulo da un guía para estimar la frecuencia natural de las vigas de acero y viguetas de soporte de sistemas de pisos, incluyendo los efectos de continuidad.

#### 10.3.1. Relaciones fundamentales

Los entrepisos enmarcados generalmente son sistemas de dos vías las cuales pueden tener modos de vibración severos con frecuencias muy cercanas entre sí. La frecuencia natural de un modo crítico puede estar en resonancia con un armónico de frecuencia de paso; y por lo tanto puede dificultar su evaluación. Un análisis modal de la estructura puede ser utilizado para determinar las propiedades modales críticas, pero son factores que son difíciles de incorporar dentro del modelo de la estructura (acción de composición, bordes, condiciones de continuidad, particiones o componentes no estructurales, etc.).

El piso asumido es una losa de concreto (o deck) soportada por vigas o viguetas de acero, las cuales están soportadas a la vez por muros o vigas maestras entre columnas. La frecuencia natural de un modo crítico es estimada primero, considerando un panel de vigueta y un modo de panel de vigas maestras separadamente y posteriormente la combinación de ellos. Alternativamente la frecuencia puede ser estimada mediante un análisis de elementos finitos.

Las frecuencias naturales de los modos de viguetas y vigas maestras pueden ser estimadas de la frecuencia fundamental de la ecuación de una carga uniformemente distribuida, con una viga simplemente apoyada.

$$f_n = \frac{\pi}{2} * \left[ \frac{g * E_s * I_t}{w * L^4} \right]^{1/2} \quad \text{Ec.10.3-1}$$

El modo de combinación o frecuencia del sistema puede ser estimado utilizando la relación de Dunkerley:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad \text{Ec.10.3-2}$$

La ecuación Ec.10.3-1 puede ser reescrita como:

$$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad \text{Ec.10.3-3}$$

Donde:

$\Delta$  = Deflexión en el punto medio del claro de una viga simplemente apoyada con una carga distribuida uniformemente.

$$\Delta = 5 * w * L^4 / (384 * E_s * I_t) \quad \text{Ec.10.3-4}$$

Para los modos combinados, si el soporte de las viguetas y las vigas maestras es asumido como simplemente apoyado, la relación de Dunkerley puede ser reescrita como:

$$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} \quad \text{Ec.10.3-5}$$

En edificios altos, pueden tener columnas con frecuencias de acortamiento bajas que crean serios problemas de resonancia con actividades rítmicas. Para estos casos la ecuación anterior es modificada para incluir el efecto de la columna:

$$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g + \Delta_c}} \quad \text{Ec.10.3-6}$$

### 10.3.2. Acción compuesta

En el cálculo de la frecuencia natural utilizando las relaciones anteriormente descritas, el momento transformado de inercia es usado si la losa está unida al elemento de soporte. Esta asunción puede ser aplicada si los conectores de corte estructurales son utilizados, debido a que la fuerza cortante entre la losa y el miembro es resistido por la combinación deck-miembro soldados o por la fricción entre el concreto y la superficie metálica.

Si los miembros soportantes son separados de la losa compuesta el comportamiento podría no ser asumido. Para algunos casos la frecuencia natural de las vigas maestras puede ser incrementada por la provisión de la conexión de corte entre la losa y el patín de la viga maestra.

Para tomar en cuenta la mayor rigidez del concreto en la lámina de acero bajo cargas dinámicas en comparación con las cargas estáticas, es recomendado que el módulo de elasticidad del concreto sea 1.35 veces que lo especificado en los estándares estructurales actuales para calcular el momento transformado de inercia.

Para la determinación del momento de inercia de viguetas y vigas maestras, es recomendado que el ancho efectivo de la losa sea tomado como el espaciamiento del

miembro, pero no menor que 0.4 veces que el claro del miembro. Para miembros de borde el ancho efectivo debe ser tomado como la mitad del espaciamiento del miembro, pero no más que 0.2 veces el claro del miembro más la proyección del borde libre más allá de la línea central del elemento.

### **10.3.3. Peso distribuido**

El peso soportado,  $w$ , utilizado en las ecuaciones deberá ser calculado con mucho cuidado. Las cargas muertas y vivas reales, no las cargas factoradas, deberán ser utilizadas en el cálculo.

Para oficinas es sugerido que la carga viva sea tomada como 0.5 KN/m<sup>2</sup> (11 psf). Esta carga viva sugerida es para área de oficinas típicas con escritorios, cabinas de archivos, estantes de libros, etc. Un valor menor deberá ser utilizado si estos artículos no están presentes. Para pisos residenciales es sugerido que la carga sea tomada como 0.25 KN/m<sup>2</sup> (6 psf).

Las ecuaciones Ec.10.3-1 y Ec.10.3-3 están basadas en la asunción de una viga simplemente apoyada, o cercana a este patrón. Con la excepción de las vigas maestras que soportan viguetas en el interior de su claro, en la cual el cálculo de la deflexión podría ser multiplicado por  $4/\pi \approx 1.3$ , tomando en cuenta la diferencia entre la frecuencia para una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida y con masas concentradas en el interior del claro.

### **10.3.4. Deflexión en miembros continuos**

Para calcular la deflexión en viguetas y vigas maestras continuas, miembros continuos tomando en consideración el efecto de las columnas y miembros en voladizos que forman parte de un sistema hiperestático se deberá hacer uso de la sección 3.4 de la guía de diseño número once del AISC (Design Guide 11, Floor Vibrations Due To Human Activity).

### 10.3.5. Deflexión debido a corte en vigas y armaduras

En algunas ocasiones el cortante puede contribuir sustancialmente en la deflexión de un miembro. Pueden ocurrir dos tipos de cortante:

- a) Cortante directo debido a la tensión de corte en el alma de una viga o viga maestra, o debido a cambios en la longitud del miembro de una armadura.
- b) Cortante indirecto en armaduras como resultado de la excentricidad de las fuerzas de los miembros a través de las juntas.

Para miembros de patines anchos, la deflexión por cortante es simplemente igual al cortante acumulado por tensión en el alma del soporte en el punto medio. Para formas roladas, la deflexión por cortante es relativamente menor que la deflexión por flexión y puede ser ignorada.

Para armaduras simplemente apoyadas la deformación por efecto de corte puede tomarse usando la siguiente expresión:

$$I_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{comp}}}{1 + 0.15 * (I_{\text{comp}} / I_{\text{tend}})} \quad \text{Ec.10.3-7}$$

La ecuación anterior solo es aplicable a armaduras simplemente apoyadas que con razones de claro-peralte mayores que aproximadamente 12.

Para armaduras de claro largo, la tensión cortante puede ser considerada reduciendo sustancialmente la frecuencia natural que está basada en la deflexión por flexión (Allen 1990a). Los siguientes métodos pueden ser utilizados para estimar la deflexión por corte en las juntas:

- a) Determinar las fuerzas en el alma de los miembros, debido al peso soportado.
- b) Determinar los cambios de longitud del alma de los miembros  $\delta_i = F_i * L_i / E_{si} * A_i$  donde  $F_i$  es la fuerza axial debido a las cargas reales,  $L_i$  es la longitud y  $A_i$  es el área gruesa de la sección, para el i-ésimo miembro.
- c) Determinar los incrementos de corte,  $v_i = \delta_i / \cos(\gamma_i)$ , donde  $\gamma_i$  es el ángulo que forma el alma del miembro con la vertical.
- d) Sumar los incrementos de corte para cada alma del miembro de soporte en el punto medio.

La deflexión total será la suma de la deflexión por flexión y corte, generalmente a la mitad del claro.

### 10.3.6. Consideraciones especiales para las vigas de alma abierta

Los efectos de los asientos de juntas, deformaciones por corte en el alma, y excentricidades de las juntas pueden ser consideradas en el cálculo de la frecuencia natural de las viguetas de alma abierta y las vigas maestras roladas en caliente o marcos de viguetas-vigas principales en sistemas de pisos.

Para el caso de una viga principal soportando viguetas de alma abierta, tiene que destacarse que los asientos de viguetas no poseen suficiente rigidez para justificar el momento total de inercia asumido para las vigas principales. Por esta razón es recomendado que momento efectivo de inercia de las vigas maestras soportando asientos de viguetas sea determinado utilizando la siguiente expresión:

$$I_g = I_{nc} + (I_c - I_{nc})/4$$

**Ec.10.3-8**

### 10.3.6.1. Momento de las viguetas

El momento efectivo de inercia de las viguetas es utilizado para calcular la limitante claro/360, de acuerdo con las tablas de cargas del Instituto de vigas de acero (S.J.I) es 0.85 veces el momento de inercia de los tendones. Este factor toma en cuenta las deformaciones por cortante en el alma. Además, este factor puede ser incrementado de 0.85 a 0.9 si la razón claro-peralte es mayor que 20. Para razones de claro-peralte menores que 20 el valor del momento efectivo de inercia de viguetas puede ser el más bajo de 0.50 veces el momento de inercia de los tendones.

Para estimar el momento efectivo de inercia de las viguetas, Barry y Murray propusieron el siguiente método:

$$I_{\text{mod}} = C_r * I_{\text{tend}} \quad \text{Ec.10.3-9}$$

Donde, para viguetas de ángulos simples o dobles en el alma del miembro:

$$C_r = 0.9 * (1 - e^{-0.28(L/D)})^{2.8} \quad \text{Ec.10.3-10(1)}$$

Para  $6 \leq L/D \leq 24$

Donde, para viguetas de varillas redondas en el alma del miembro:

$$C_r = 0.721 + 0.00725 * (L/D) \quad \text{Ec.10.3-10(2)}$$

Para  $10 \leq L/D \leq 24$

El momento transformado efectivo de las viguetas puede ser calculado usando la siguiente expresión:

$$I_{\text{eff}} = \frac{1}{(\gamma/I_{\text{tend}}) + (1/I_{\text{comp}})} \quad \text{Ec.10.3-11}$$

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1$$

**Ec.10.3-12**

## **10.4. Diseño para excitación al caminar**

### **10.4.1. Criterio recomendado**

En América del norte existen criterios de diseño por vibración de piso basado en el modelo de impacto de punta de talón, y donde son calibrados usando pisos construidos para una vida útil entre 20-30 años. Los entrepisos molestos generalmente tienen frecuencias entre 5-8 Hz para las reglas tradicionales de diseño, así como deflexiones por carga viva menores que el claro/360 como prácticas de construcción más comunes.

Con el advenimiento de los estados límites de diseño y el uso más frecuente del concreto de peso ligero, los sistemas de piso se han vuelto más livianos, resultando en mayores frecuencias naturales para algunas láminas de acero estructural. Por lo tanto, los claros de las viguetas y vigas principales tienen incrementos, algunas veces resultando en frecuencias naturales menores que 5 Hz o mayores que 8 Hz.

Los criterios de excitación al caminar recomendados en las secciones anteriores tienen una gama de aplicaciones más amplia que los criterios comúnmente usados. El criterio recomendado se basa en la respuesta dinámica de las viguetas de acero de soporte de sistemas de piso para fuerzas al caminar. Este criterio puede ser utilizado para revisar sistemas de entepiso que soporten pasarelas o puentes peatonales, oficinas, residencias y centros comerciales.

El sistema de piso es satisfactorio si la aceleración pico,  $a_p$ , debido a la excitación por caminar como una fracción de la aceleración de la gravedad,  $g$ , determinada mediante la ecuación Ec.10.2-3, no excede la razón de aceleración límite, tomada de la siguiente tabla.

Table 4.1 Recommended Values of Parameters in Equation (4.1) and $a_o/g$ Limits			
	Constant Force $P_o$	Damping Ratio $\beta$	Acceleration Limit $a_o/g \times 100\%$
Offices, Residences, Churches	0.29 kN (65 lb)	0.02–0.05*	0.5%
Shopping Malls	0.29 kN (65 lb)	0.02	1.5%
Footbridges—Indoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	1.5%
Footbridges—Outdoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	5.0%

\* 0.02 for floors with few non-structural components (ceilings, ducts, partitions, etc.) as can occur in open work areas and churches,  
0.03 for floors with non-structural components and furnishings, but with only small demountable partitions, typical of many modular office areas,  
0.05 for full height partitions between floors.

Tabla 10.4-1. Valores recomendados de los parámetros para el cálculo de “ap”. Fuente: Guía de diseño número 11 del AISC, Tabla 4.1.

Si la frecuencia natural de piso es mayor que 9-10 Hz, no se produce una resonancia significativa con los armónicos por caminar. Sin embargo, la vibración por caminar todavía puede ser molesta. Experiencias demuestran que es necesario una rigidez mínima del piso igual a 1 kN/mm (5.7 Kip/pulg) para sistemas estructurales de oficinas y ocupación de residenciales. Para presentar un desempeño satisfactorio de pisos de oficinas o residenciales con frecuencias mayores que 9-10 Hz, este criterio de rigidez deberá ser adicionado con el criterio de excitación al caminar. Los sistemas de piso con frecuencias menores que 3 Hz deberán ser evitados, porque ellos son vulnerables a estar sujetos a efectos de “saltos de bibrón”.

#### 10.4.2. Estimación de los parámetros requeridos

Los parámetros en la ecuación Ec.10.2-3 son obtenidos o estimados de la tabla 10.4-1 y el cálculo de la frecuencia natural se llevará a cabo de acuerdo a la sección 10.3 del presente trabajo monográfico. Para puentes peatonales o pasarelas simplemente soportadas la frecuencia natural puede ser estimada con las ecuaciones Ec.10.3-1 y Ec.10.3-3 y “W” es igual al peso de la pasarela. Para entrepisos bidireccionales, la frecuencia natural; y el peso del panel “W” de un modo crítico son estimados

primeramente por consideraciones del panel de vigueta y panel de viga principal de manera separada; y posteriormente mediante la combinación de ambos.

#### 10.4.2.1. Peso efectivo del panel, W

El peso efectivo del panel para viguetas y vigas principales es estimado con la siguiente expresión:

$$W = w * B * L \quad \text{Ec.10.4-1}$$

Para los modos de paneles de viguetas, el ancho efectivo es:

$$B_j = C_j * (D_s/D_j)^{1/4} * L_j \quad \text{Ec.10.4-2}$$

Pero no mayor que 2/3 del ancho del piso.

Donde:

$C_j = 2.0$  para viguetas en la mayoría de las áreas.

$C_j = 1.0$  para viguetas a un borde interior.

$D_j =$  Momento de inercia transformado de viguetas por unidad de ancho, igual a  $I_t/s \text{ mm}^3(\text{pulg}^4/\text{pies})$ .

$D_s =$  Momento de inercia transformado de la losa por unidad de ancho, igual a  $d_e^3/(2 * n) \text{ mm}^3(\text{pulg}^4/\text{pies})$ .

$n =$  Relación modular dinámica, igual a  $E_s/(1.35 * E_c)$ .

Para los modos de paneles de vigas principales, el ancho efectivo es:

$$B_g = C_g * (D_j/D_g)^{1/4} * L_g \quad \text{Ec.10.4-3}$$

Pero no mayor que 2/3 del largo del piso.

Donde:

$C_g = 1.6$  para vigas principales soportando viguetas conectadas al patín de la viga principal.

$C_g = 1.8$  para vigas principales soportando viguetas conectadas al alma de la viga principal.

$D_g$  = Momento de inercia transformado de vigas principales por unidad de ancho. Igual a  $I_g/L_j$   $\text{mm}^3$  (pulg<sup>4</sup>/pies), para todas las vigas principales excepto las vigas de borde.

$D_g = 2I_g/L_j$   $\text{mm}^3$  (pulg<sup>4</sup>/pies), para las vigas de borde.

Donde las viguetas o vigas principales son continuos bajo sus soportes y un claro adyacente es mayor que 0.7 veces el claro bajo consideración, el peso efectivo del panel,  $W_j$  o  $W_g$ , pueden ser incrementados por un 50%. Esta liberalización también aplica para secciones roladas conectadas por corte en el alma de las vigas principales, pero no para viguetas conectadas solo en la parte superior de los tendones. Ya que efectos de continuidad no son generalmente vistos cuando las vigas principales de un marco están dentro de las columnas, esta liberalización no aplica para algunas vigas principales.

Para los modos de combinación, el peso equivalente del panel es aproximadamente usado:

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} * W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} * W_g \quad \text{Ec.10.4-4}$$

La acción de composición del concreto y la lámina es normalmente asumida cuando calculamos  $\Delta_j$  y  $\Delta_g$ , proveer esto es suficiente para la conexión de corte entre la losa-lámina y el miembro.

Si el claro de la viga principal es menor que el ancho del panel de vigueta el modo combinado es restringido y el sistema es efectivamente rígido. Este efecto puede tomarse en cuenta reduciendo la deflexión en la viga maestra, usando la siguiente expresión:

$$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_j} * \Delta_g$$

**Ec.10.4-5**

Donde  $L_g/B_j$  es tomado no menor que 0.5 ni mayor que 1.0 para el cálculo propuesto.

$$0.5 \leq L_g/B_j \leq 1.0.$$

Si el claro de la vigueta es menor que la mitad del claro de la viga principal, los modos de panel de las vigas y la combinación de modos deberán ser chequeados separadamente.

#### **10.4.2.2. Amortiguamiento**

El amortiguamiento asociado con la vibración del sistema de entrepiso depende primeramente de los componentes no estructurales, muebles y ocupantes. La tabla 10.4-1 recomienda posibles valores de amortiguamiento modal. Recomendando razones de amortiguamiento en el rango de 0.01 hasta 0.05. El valor de 0.01 es recomendado para pasarelas o pisos con componentes no estructurales o mobiliarios y pocos ocupantes. El valor de 0.02 es recomendado para entrepisos con pocos componentes no estructurales o mobiliarios, tales como pisos que se encuentran en centros comerciales, áreas de trabajo abiertas e iglesias. El valor de 0.03 es recomendado para entrepisos con componentes no estructurales o mobiliarios, pero con pequeñas unidades desmontables, tipo de muchas zonas de oficinas medulares. El valor de 0.05 es adecuado para oficinas y residencias con las particiones de las habitaciones de altura completa entre los pisos.

Estas relaciones de amortiguamiento modal son aproximadamente la mitad de las recomendadas en los criterios anteriores (Murray 1991, CSA S16.1-M89), ya que el amortiguamiento modal excluye la transmisión de las vibraciones, mientras que los efectos de dispersión, debido a la transmisión de las vibraciones están incluidos en los datos de resistencia a las caídas de talón anteriores.

### 10.4.2.3. Rigidez de piso

Para sistemas de piso con una frecuencia mayor que 9-10 Hz, el piso deberá tener una rigidez mínima de 1 KN/mm (5.7 Klb/pulg). El procedimiento siguiente es recomendado para calcular la rigidez de piso. La deflexión del panel bajo fuerzas concentradas se estima con la siguiente expresión.

$$\Delta_{jp} = \Delta_{oj} / N_{eff} \quad \text{Ec.10.4-6}$$

Donde:

$$N_{eff} = 0.49 + 34.2 \frac{d_e}{s} + (9 * 10^{-9}) \frac{L_j^4}{I_t} - 0.00059 \left( \frac{L_j}{s} \right)^2 \geq 1.0 \quad \text{Ec.10.4-7}$$

Para:

$$0.018 \leq \frac{d_e}{s} \leq 0.208$$

$$4.5 * 10^6 \leq \frac{L_j^4}{I_t} \leq 257 * 10^6$$

$$2.0 \leq \frac{L_j}{s} \leq 30$$

La ecuación Ec.10.4-7 fue desarrollada por Kiteman y Murray (1994) y sustituye las dos ecuaciones utilizadas tradicionalmente, una desarrollada para viguetas de alma abierta soportando sistemas de piso y la otra para viguetas roladas. La deflexión total es estimada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta_p = \Delta_{jp} + (\Delta_{gp}/2) \quad \text{Ec.10.4-8}$$

La deflexión  $\Delta_{oj}$  y  $\Delta_{gp}$  son calculado usualmente con la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{P_1 * L^3}{48 * E * I_t} \quad \text{Ec.10.4-9}$$

En el cual se asume la condición de simplemente apoyada. Para tomar en cuenta las restricciones por conexiones de viguetas y vigas principales en el alma, el coeficiente de  $1/48$  puede reducirse por  $1/96$ .

#### **10.4.3. Aplicación del criterio**

La aplicación del criterio requiere cuidadosa consideración por parte del ingeniero estructural. Por ejemplo, la aceleración límite para pasarelas al aire libre es más importante para lugares transitados que para lugares tranquilos como cruces de hoteles o edificios de oficinas aledañas. Los diseñadores deben ser cautelosos, y prestar especial atención en la ubicación relativa de la capa de concreto-deck sobre la viga. Entonces las pasarelas vibrarán a una frecuencia más baja y a una amplitud más larga debido a la reducción del momento transformado de inercia.

Una vigueta de alma abierta es típicamente soportada en los extremos por un asiento en el patín de la viga principal y el tendón inferior no es conectado a la viga principal. Este detalle de soporte provee mucho menos flexión de continuidad que las vigas conectadas por corte, reduciendo tanto la rigidez del panel lateral y la partición de la masa de las bahías adyacentes en la vibración reducida al caminar. Estos efectos son tomados en cuenta con las siguientes indicaciones:

- a)** La reducción de la rigidez lateral requiere que el coeficiente 1.8 de la ecuación Ec.10.4-3 sea reducido a 1.6 cuando se presentan asientos de viguetas.
- b)** La no participación de las masas en las bahías adyacente implica un incremento del peso efectivo del panel de vigueta, tomado como un aumento del 50%.

También, la separación de las vigas principales de la losa de concreto resulta en la acción parcial de composición, y el momento de inercia de la viga principal debería ser determinado de acuerdo al procedimiento de la sección 10.3.6 del presente trabajo monográfico.

#### **10.4.3.1. Claros de viguetas desiguales**

Para una situación común donde la rigidez de las vigas principales o el peso efectivo de las vigas principales en una bahía son diferentes, será necesario realizar las siguientes modificaciones al procedimiento:

- a) La frecuencia de modos principales deberá ser determinada utilizando la viga principal más flexible; es decir, la viga principal con mayores deflexiones y menor valor de frecuencia.
- b) El ancho del panel efectivo deberá ser determinado usando la longitud promedio de los claros de las viguetas soportadas por la viga principal más flexible; es decir la longitud promedio del claro es sustituida por  $L_j$  cuando determinamos  $D_g$ .
- c) En alguna instancia, se calcula los requerimientos de las vigas principales en su caso más crítico.

#### **10.4.3.2. Bordes de pisos interiores**

Los bordes de pisos interiores, como áreas de entrepiso con aberturas interiores o atrios, se requiere consideraciones especiales para la reducción de la masa debido al borde libre donde el miembro de borde es una vigueta, o eligiendo una viga maestra con un momento de inercia 50% mayor que el de las vigas interiores.

Si la vigueta no es rigidizada, la estimación de su frecuencia natural y su peso efectivo del panel, deberá ser basada en el procedimiento general con el coeficiente de " $C_j$ " tomado como 1. Donde el miembro de borde es una viga principal, la estimación de la frecuencia natural y el peso efectivo, deberá estar basado en el procedimiento general, excepto para el ancho del panel ( $B_j$ ), que podría tomarse como  $2/3$  del claro soportado por las viguetas.

Hasta ahora la experiencia ha demostrado que los bordes exteriores no requieren ninguna consideración especial, al igual que los bordes de piso interiores. La razón para esto incluye la rigidez debido al revestimiento exterior, y bahías para caminar que no son adyacentes a muros exteriores. Si estas condiciones no existen, el borde exterior de piso deberá ser tomado en consideraciones especiales.

#### **10.4.3.3. Transmisión de las vibraciones**

Ocasionalmente, un sistema de piso será considerado como molesto por causa de la transmisión de las vibraciones transversales debido a las viguetas de soporte. En estas situaciones cuando el piso es impactado en un lugar, una percepción de ondas se mueve desde el punto de impacto en una dirección transversal a las viguetas de soporte. El fenómeno se aborda con más detalle en la sección 7.2 de la guía de diseño número once del AISC (Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity). El criterio recomendado no aborda este fenómeno, pero un pequeño cambio estructural eliminará el problema. Si la rigidez de una vigueta o su separación cambian periódicamente; por ejemplo, 50% de cada 3 tableros, la onda es interrumpida, y el movimiento del piso es menos molesto.

### **10.5. Diseño por excitación rítmica**

#### **10.5.1. Criterio recomendado**

La necesidad de un criterio de diseño por excitación rítmica tiene su origen en el incremento de incidencias de edificios con problemas de vibración debido a actividad rítmica. En algunos casos, las aceleraciones de entrepiso cíclicas de más 50% de la aceleración de gravedad, tiene como resultado problemas de fatiga estructural. Las vibraciones debido a actividad rítmica fueron documentadas por primera vez en un comentario de 1970 por National Building Code of Canada (NBC), donde se estableció que la resonancia debido a actividad humana puede ser un problema si la frecuencia del entrepiso es menor de 5 Hz. Para los comentarios de NBC de 1975 este valor incremento hasta 10 Hz, para actividades muy repetitivas, así como danza, porque es posible

obtener algo de resonancia cuando el ritmo es cada segundo ciclo de la vibración de entrepiso. El criterio de diseño de la NBC de 1900, el cual es usado para las aceleraciones límites de la tabla siguiente, es adoptado para este criterio de diseño.

<b>Occupancies Affected by the Vibration</b>	<b>Acceleration Limit, % gravity</b>
Office or residential	0.4-0.7
Dining or weightlifting	1.5-2.5
Rhythmic activity only	4-7

*Tabla 10.5-1. Aceleraciones límites debido a actividad rítmica. Fuente: Guía de diseño número 11 del AISC, Tabla 5.1.*

El siguiente criterio de diseño para excitación rítmica es basado en la función de carga dinámica para cada actividad rítmica y la respuesta dinámica de la estructura de entrepiso:

$$f_n \geq (f_n)_{req'd} = f * \sqrt{1 + \frac{k}{(a_o/g)} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}} \quad \text{Ec.10.5-1}$$

<b>Activity</b>	<b>Forcing Frequency f, Hz</b>	<b>Weight of Participants* w<sub>p</sub></b>		<b>Dynamic Coefficient α<sub>i</sub></b>	<b>Dynamic Load α<sub>i</sub>w<sub>p</sub></b>	
		<b>kPa</b>	<b>psf</b>		<b>kPa</b>	<b>psf</b>
Dancing: First Harmonic	1.5-3	0.6	12.5	0.5	0.3	6.2
Lively concert or sports event: First Harmonic	1.5-3	1.5	31.0	0.25	0.4	7.8
Second Harmonic	3-5	1.5	31.0	0.05	0.075	1.6
Jumping exercises: First Harmonic	2-2.75	0.2	4.2	1.5	0.3	6.3
Second Harmonic	4-5.5	0.2	4.2	0.6	0.12	2.5
Third Harmonic	6-8.25	0.2	4.2	0.1	0.020	0.42

\* Based on maximum density of participants on the occupied area of the floor for commonly encountered conditions. For special events the density of participants can be greater.

*Tabla 10.5-2. Valores estimados de las cargas debido a actividad rítmica.*

Fuente: Guía de diseño número 11 del AISC, Tabla 5.2.

La siguiente tabla (Tabla 10.5-2), basada en la ecuación Ec.10.5-1, brinda los requerimientos mínimos de frecuencias naturales para cuatro casos típicos. Una evaluación específica en algún diseño es obtenida por la aplicación de la ecuación

Ec.10.5-1, con los parámetros para estructuras de acero estimados en la siguiente sección. Un modelo computacional y una función de carga apropiada descrito en la tabla 10.5-2 puede ser usado también para determinar la vibración de aceleraciones a través edificio.

Activity Acceleration Limit Construction	Forcing Frequency <sup>(1)</sup> <i>f</i> , Hz	Effective Weight of Participants <i>W<sub>p</sub></i>		Total Weight <i>W<sub>t</sub></i>		Minimum Required Fundamental Natural Frequency <sup>(2)</sup> <i>f<sub>n</sub></i> , Hz
		kPa	psf	kPa	psf	
Dancing and Dining <i>a<sub>o</sub></i> / <i>g</i> = 0.02 Heavy floor 5 kPa (100 psf) Light floor 2.5 kPa (50 psf)	3	0.6	12.5	5.6	112.5	6.4
	3	0.6	12.5	3.1	62.5	8.1
Lively Concert or Sports Event <i>a<sub>o</sub></i> / <i>g</i> = 0.05 Heavy floor 5 kPa (100 psf) Light floor 2.5 kPa (50 psf)	5	1.5	31.0	6.5	131.0	5.9 <sup>(2)</sup>
	5	1.5	31.0	4.0	81.0	6.4 <sup>(2)</sup>
Aerobics only <i>a<sub>o</sub></i> / <i>g</i> = 0.06 Heavy floor 5 kPa (100 psf) Light floor 2.5 kPa (50 psf)	8.25	0.2	4.2	5.2	104.2	8.8 <sup>(2)</sup>
	8.25	0.2	4.2	2.7	54.2	9.2 <sup>(2)</sup>
Jumping Exercises Shared with Weight Lifting <i>a<sub>o</sub></i> / <i>g</i> = 0.02 Heavy floor 5 kPa (100 psf) Light floor 2.5 kPa (50 psf)	8.25	0.12	2.5	5.12	102.5	9.2 <sup>(2)</sup>
	5.5	0.12	2.5	2.62	52.5	10.6 <sup>(2)</sup>

Notes to Table 5.3:  
<sup>(1)</sup> Equation (5.1) is supplied to all harmonics listed in Table 5.2 and the governing forcing frequency is shown.  
<sup>(2)</sup> May be reduced if, according to Equation (2.5a), damping times mass is sufficient to reduce 2nd and 3rd harmonic resonance to an acceptable level.  
<sup>(3)</sup> From Equation (5.1).

Tabla 10.5-2. Valores estimados de las cargas debido a actividad rítmica. Fuente: Guía de diseño número 11 del AISC, Tabla 5.2.

## 10.5.2. Estimación de los parámetros requeridos

Los parámetros estructurales más importantes que deberán ser considerados en la prevención de problemas de vibración en edificios debido a actividad rítmica es frecuencia fundamental de vibración vertical de la estructura de piso. También es importante la función de carga de la actividad (tabla 10.5-2), y la transmisión de las vibraciones para la percepción de los ocupantes de la estructura. Para este caso el peso equivalente del entrepiso y la razón de amortiguamiento son de menor importancia.

### 10.5.2.1. Frecuencia natural fundamental

La frecuencia natural fundamental es mucho más importante en relación a la excitación rítmica que para la vibración por caminar, y por lo tanto requiere de mayor cuidado para

esta estimación. Para determinar la frecuencia natural fundamental, es importante mantener en mente que las estructuras se extienden en el tablero bajo las fundaciones, e incluso dentro del suelo. La ecuación Ec.10.3-5 puede ser usada para estimar la frecuencia natural de la estructura de piso, incluyendo el efecto de las viguetas, vigas principales y columnas.

Además, cada deflexión resulta del peso total soportado por el miembro, incluyendo el peso de las personas. La rigidez flexionante de los miembros del entrepiso podría basarse en la acción de composición parcial. Una guía para la determinación de la deflexión debido a corte es dada en la sección 10.3.5 y 10.3.6 del presente trabajo monográfico. La deflexión de las columnas es generalmente pequeña comparada con las viguetas y las vigas principales para edificios entre uno y cinco pisos (1-5 pisos) pero se vuelve importante con edificios mayores a seis pisos, debido a las columnas de resortes. Para edificios con muchos pisos (mayores de 15), la frecuencia natural debido a las columnas de resortes solo puede ser en resonancia con el segundo armónico de salto.

#### **10.5.2.2. Aceleración límite**

El valor de aceleración límite es recomendado cuando aplicamos la ecuación 10.5-1, donde el límite de 0.05 no debe ser excedido (equivalente al 5% de la aceleración de gravedad), este valor es considerablemente menor que el aceptado por los participantes de una actividad rítmica. El límite de 0.05 tiene por objetivo proteger la vibración del edificio debido a la percepción de los ocupantes.

Un procedimiento más adecuado consiste primeramente en estimar la aceleración máxima en la actividad de entrepiso usando las ecuaciones Ec.10.2-5 y Ec.10.2-6; y después estimar las aceleraciones en localizaciones de ocupación sensible las formas de modo fundamentales. Estas aceleraciones fundamentales son comparadas con los límites de la tabla 10.5-1. Las formas de modo pueden ser determinadas de un análisis

computacional o estimadas de los parámetros de deflexión de las viguetas, vigas principales y columnas.

### **10.5.2.3. Parámetros de carga rítmica: $\alpha_i$ , $w_p$ y $f$**

Para áreas usadas para actividad rítmica, el peso distribuido de los participantes,  $w_p$ , puede ser estimado de la tabla 10.5-2. En caso donde la ocupación de los participantes solamente forma parte de una porción del claro, el valor de  $w_p$  es reducido en las bases de los efectos equivalentes (momento o deflexión) para un claro totalmente cargado. Los valores de " $\alpha_i$ " y " $f$ " son determinados mediante la tabla 10.5-2.

### **10.5.2.4. Peso efectivo, $w_t$**

Para un panel de entrepiso simplemente apoyado, el peso efectivo es simplemente igual a peso distribuido del entrepiso más los participantes. Si el entrepiso soporta un extrapeso (así como un entrepiso encima), este puede ser tomado en cuenta por el incremento del valor de " $w_t$ ". Análogamente, si las columnas vibrarán significativamente como ocurre a veces para pisos superiores, esto incrementa la masa efectiva, debido a que una masa mayor es concatenada a las columnas que solo el panel de entrepiso soportando la actividad rítmica. El efecto de un peso concentrado, " $W_c$ ", puede ser aproximado por un incremento de " $w_t$ " mediante la siguiente expresión:

$$2 * W_c * y^2 / L * B$$

**Ec.10.5-2**

Continuamente los miembros bajo soporte dentro de paneles de entrepiso adyacentes pueden incrementar la masa efectiva, es poco probable que sea mayor que el 50%.

### **10.5.2.5. Razón de amortiguamiento**

Este parámetro no aparece en la ecuación Ec.10.5-1, pero este aparece en la ecuación Ec.10.5-2(1); la cual aplica si la resonancia ocurre. Porque en la contribución de los participantes en el amortiguamiento, puede ser utilizado un valor aproximado de 0.06, el cual es más alto que los valores mostrados para la excitación al caminar.

### **10.5.3. Aplicación del criterio**

El diseñador deberá contemplar si el edificio podría tener actividad rítmica, y de ser así, localizar el lugar. En esta etapa temprana del diseño es posible localizar tanto la actividad rítmica, como la ocupación sensitiva, así como minimizar los problemas potenciales de vibración y los costos requeridos para ellos. El diseño estructural envuelve tres etapas de complejidad creciente:

- a) La primera etapa es establecer una frecuencia natural mínima aproximada de la tabla 10.5-3, y estimar la frecuencia natural de la estructura de piso usando la ecuación Ec.10.5-2.
- b) La segunda etapa consiste en el cálculo manual usando la ecuación Ec.10.5-1, o alternativamente las ecuaciones Ec.10.2-5 y Ec.10.2-6, descubriendo la frecuencia natural mínima más adecuada, y recalculando la frecuencia natural de la estructura de piso usando la ecuación Ec.10.3-5, incluyendo la deformación por cortante y la continuidad de viguetas y vigas principales.
- c) La tercera etapa requiere de un análisis computacional para determinar la frecuencia natural y las formas de modo, identificando de los modo bajo los más críticos, estimando aceleraciones de vibración en todo el edificio en relación con la aceleración máxima en la actividad de entrepiso, y finalmente comparando estas aceleraciones con las localizaciones críticas del edificio para aceleraciones límites de la tabla 10.5-1.

## **CAPÍTULO XI: DESARROLLO Y VALIDACIÓN DEL SOFTWARE PARFS-SGK 2019 VERSIÓN 1.0**

### **11.1. Programación orientada a objetos aplicada a la ingeniería civil**

#### **11.1.1. Introducción**

En la actualidad existe un proceso de transición entre la tecnología CAD (asistente computacional para el diseño) y la tecnología BIM (Modelamiento inteligente de edificios). Sin embargo, la mayoría de los usuarios ignoran que ambas filosofías se basan en un mismo paradigma de programación. La programación orientada a objetos consiste en la abstracción de un objeto real, con todas sus características y atributos, además de los procedimientos y métodos que pueden realizarse, a partir de dichos atributos. Como se ilustra en siguiente ejemplo que forma parte inherente del desarrollo del software PARFS-SGK 2019 versión 1.0.

#### **11.1.2. Clases y Objetos**

Las clases se definen como el conjunto de objetos de una misma naturaleza; tales como los perfiles de acero de sección tipo I. Estos miembros poseen diferentes atributos como: peralte, ancho de patines, espesor del alma, espesor de las alas, longitud, momentos de inercia, módulos elásticos de sección, módulos plásticos de sección, tipo de material, esfuerzo de fluencia, esfuerzo de ruptura, módulo de elasticidad, módulo de corte, etc.

#### **11.1.3. Métodos de una clase**

Los métodos describen los mecanismos que se encargan de realizar las tareas de una clase; y oculta al usuario la complejidad de las funciones que realiza. Por ejemplo: Las viga y columnas están constituidas por una serie de atributos, lo cuales se utilizan para cuantificar otras propiedades, además de calcular diversos mecanismos inherentes de los miembros estructurales como la resistencia a la flexión en el eje fuerte, en el eje débil, la resistencia a corte, resistencia a la compresión, etc.

Para ilustrar la aplicación de esta definición en el presente trabajo monográfico, se presentará la codificación de las fórmulas utilizadas en el CAPITULO III para el cálculo de los factores de esbeltez locales de un perfil de sección transversal de forma H.

### a) Fórmulas de diseño

$$\lambda_w = h/t_w$$

**Ec.3.1-6**

$$\lambda_f = b_f/(2 * t_f)$$

**Ec.3.1-3**

### b) Codificación de las fórmulas como métodos de la clase perfil

```
public double PeralteEfectivoAlma()
{
    return this.peralte - 2 * this.kdes;
}
99+ references
public double FactorEsbeltezAlma()
{
    return this.PeralteEfectivoAlma() / this.espesorAlma;
}
99+ references
public virtual double FactorEsbeltezPatin()
{
    return this.anchopatin / (this.espesorpatin * 2);
}
```

*Figura 11.1-3. Métodos para el cálculo de los factores de esbeltez. Fuente: Propia.*

#### 11.1.4. Herencias

La herencia es una forma de reutilización del software, en la cual para crear una nueva clase se absorben los miembros de una clase existente y se mejoran con capacidades nuevas o modificadas. Por ejemplo: En el presente trabajo monográfico se elaboró una clase que contenía las propiedades, atributos y métodos de los perfiles de forma I. Posteriormente, se heredaron todas sus características a nuevas clases que contienen los métodos para el diseño de vigas y columnas. En un procedimiento sencillo, como se ilustra en las siguientes líneas de código descritas por la figura.

```
public class Columna:PerfilW
public class VigaConvencional : PerfilW
```

Figura 11.1-4. Clase padre (PerfilW) heredando sus propiedades a las clases hijas (Columna y VigaConvencional). Fuente: Propia.

**11.1.5. Polimorfismo**

El polimorfismo es la capacidad que tiene una clase de utilizar sus métodos de diferentes formas. Un ejemplo claro del polimorfismo en la ingeniería estructural es el cálculo del factor de longitud efectiva, el cual es un método inherente en todas las columnas que forman parte de un marco estructural. Además, el factor de longitud efectiva no se calcula de manera idéntica en todas las columnas, ya que en algunas ocasiones se necesitan de una mayor o menor cantidad de parámetros para su cuantificación, que depende de su posición relativa dentro del edificio, como se ilustra en la siguiente figura.

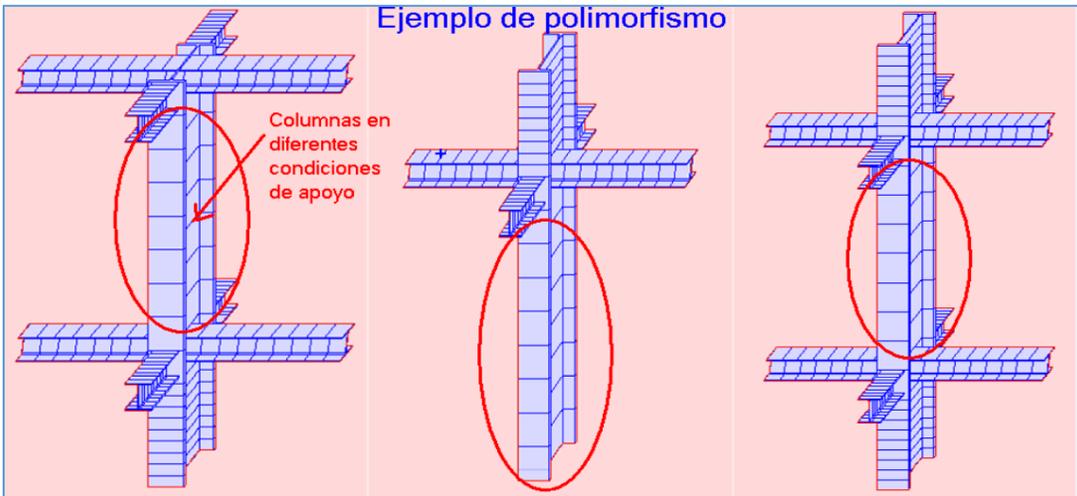


Figura 11.1-5. Ejemplo de polimorfismo en el cálculo del factor de longitud efectiva. Fuente: Propia.

## **11.2. Descripción de PARFS-SGK 2019 versión 1.0**

### **11.2.1. Lenguaje de programación y librerías**

El software PARFS-SGK 2019 (Pórticos de Acero Resistente a Fuerzas Sísmicas. Las siglas SGK corresponden a las iniciales de los nombres de los desarrolladores del software), versión 1.0 fue desarrollado con el paradigma de programación orientada a objetos utilizando lo siguiente:

- a) Microsoft.NET FRAMEWORK versión 4.7.0, Microsoft Visual Studios Community 2015, Lenguaje de programación C#.
- b) Microsoft SQL Server Development Management Studio 2017 version 17.9.1.
- c) Tao.Framework versión 2.1.0, OpenGL.

### **11.2.2. Requerimiento del sistema para instalación del software**

- a) Sistema operativo Windows 10, debido al gestor de base de datos, sin embargo; si se instala un gestor compatible con otras versiones del sistema operativo el software podrá funcionar siempre que la computadora posea un adecuado soporte para el marco de trabajo.
- b) Computadora con soporte de framework 4.5.0 ó 4.0.0.
- c) CPU con una velocidad mínima de 1 GHZ.
- d) Memoria RAM de 1 GB.

### **11.2.3. Alcances del software**

- a) El diseño de las vigas convencionales permite revisar la relación demanda-capacidad de secciones transversales de perfiles de forma I. Además, contiene otra modalidad que permite comparar una lista de autoselección en base a una demanda y a una inercia mínima.

- b) El diseño de columnas convencionales permite revisar la relación demanda-capacidad de secciones transversales de perfiles de forma I. Además, contiene otra modalidad que permite comparar una lista de autoselección en base a una demanda e incluye el diseño por estabilidad. Permitiendo que el usuario establezca el cálculo de los efectos de segundo orden por el método directo o el método de longitud efectiva.
  
- c) El diseño de las vigas, columnas y arriostres en sistemas especiales se basa en el diseño por capacidad, por lo que software verificará el cumplimiento de la relación demanda-capacidad y los requerimientos sismorresistentes de miembros seleccionados según las cargas solicitadas.
  
- d) El diseño de las vigas y columnas para marcos especiales a momentos (SMF) se realizará para conexiones de viga reducida. Además, cabe aclarar que los diseños de las conexiones precalificadas quedan fuera de los productos adquiridos.
  
- e) El diseño de los arriostres en un marco especial concéntricamente arriostrado (SCBF) se basa en perfiles HSS redondos. Además, la configuración de los arriostres en el sistema estructural podrá ser a X de dos pisos y V-invertida.
  
- f) El diseño de los arriostres en un marco excéntricamente arriostrado (EBF) se basará en perfiles W. Además, la configuración de los arriostres en el sistema estructural será en V-invertida.
  
- g) El diseño de los arriostres en un marco con arriostres de pandeo restringido (BRBF) se concentrará en el cálculo del área de acero del núcleo. Puesto que son sistemas patentados que se encargan a partir del área requerida del núcleo del miembro.
  
- h) El diseño del entrepiso por vibración debido a actividad humana se basa explícitamente en los criterios de excitación al caminar y excitación rítmica. Por lo tanto, el criterio de diseño para equipos sensitivos queda fuera del alcance del software.

- i) En el diseño de los entrepisos mediante el criterio de excitación al caminar se calculará la aceleración pico del sistema basada en la frecuencia fundamental de los modos viguetas, vigas maestras y modos combinados. Posteriormente, se compararán los resultados contra las aceleraciones límites. Además, el software valorará el uso de criterios de rigidez en caso que sea necesario.
- j) En el diseño de los entrepisos mediante el criterio de excitación rítmica, el software se concentra en el cálculo de la frecuencia natural mínima requerida del sistema y la compara con la frecuencia fundamental de los modos viguetas, vigas maestras y modos combinados.

#### **11.2.4. Limitaciones del software**

- a) El análisis estructural queda fuera de los productos elaborados. Por lo tanto, el usuario deberá realizar un análisis estructural previo para determinar las cargas solicitadas en el software. Además, el diseño de las conexiones estará fuera del alcance del programa.
- b) El software no incluye la generación de archivos de proyectos para guardar y abrir documentos anteriores. Por lo que deberá desarrollarse un proyecto de principio hasta fin.
- c) El sistema de unidades con las que trabaja el software corresponden al sistema inglés únicamente.
- d) El diseño de vigas y columnas convencionales y el diseño sísmico se realizará únicamente para miembros de sección transversal de forma H (perfiles W).

- e) El diseño de vigas de acero no incluirá el dimensionamiento de los rigidizadores en el caso que estos sean necesarios. Sin embargo, si incluirán sus efectos y el cálculo de su inercia mínima.
- f) El diseño de columnas, vigas y arriostres en los sistemas especiales solo se aplica para un solo marco en configuraciones estructurales regulares y distribuciones simétricas.
- g) El software solamente puede diseñar vigas, columnas y arriostres de un solo marco, quedan excluidos de los productos marcos consecutivos adyacentes.
- h) El diseño de las columnas en los marcos especiales a momentos (SMF) no incluyen el dimensionamiento de las placas de continuidad y el diseño de la zona del panel.
- i) El diseño de vigas y columnas en marcos especiales a momentos (SMF) solo es permitido para conexiones de viga reducida.
- j) El diseño del entrepiso solo incluye la verificación del sistema debido a actividad humana. Por lo tanto, el diseño convencional y el diseño de los conectores de corte quedan fuera del alcance del software.
- k) El diseño de pasarelas exteriores e interiores por excitación al caminar solo utiliza viguetas roladas en caliente distribuidas simétricamente.
- l) El diseño de entrepiso solo aplica a tableros rectangulares sin orificios.

#### **11.2.5. Ventajas del software**

- a) La primera gran ventaja es que PARFS-SGK 2019 versión 1.0 (Demo) es un software libre, para los estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería. Por lo que no

habrá repercusiones legales en su uso, en contraste con otros programas de diseño estructural.

- b) El software presenta una interfaz sencilla e intuitiva, fácil de manipular y con gráficos tridimensionales interactivos. Además, contiene pocas ventanas que facilitan el uso y la manipulación del programa. Sin embargo, toma en consideración una amplia gama de problemas y escenarios.
- c) El software proporciona reportes detallados sobre los cálculos involucrados en el diseño de cada miembro, por lo que es una herramienta didáctica muy eficiente para realizar asignaciones, tareas y análisis de sensibilidad. En contraste con hojas de cálculo tediosas (Excel, MathCad, MatLab, etc.) que solo toman en consideración una variedad muy pobre de escenarios de diseño.
- d) El diseño de las vigas y columnas en los sistemas especiales toman en consideración el análisis de los mecanismos plásticos lo que incrementa los esfuerzos inducidos en los miembros. Este elemento tan importante, no es tomado en consideración en métodos de análisis lineales como el modal espectral (generalmente los usuarios de software de diseño estructural ignoran este factor tan importante), al menos que se calcule un factor de sobrerresistencia más adecuado que los valores genéricos de las tablas.
- e) Permite exportar los resultados del diseño a diferentes ambientes comunes como Word, Pdf y Excel para su edición personalizada.
- f) Permite un cálculo más preciso de la relación columna fuerte - viga débil, tomando en consideración los efectos de los cortantes gravitacionales y la dimensión “sh” de la conexión.

g) Permite verificar rápidamente las resistencias disponibles y la relación demanda-capacidad de una lista de perfiles para vigas y columnas convencionales, compararlos entre si y obtener los perfiles más óptimos.

### **11.3. Validación del software PARFS-SGK 2019 v1.0**

#### **11.3.1. Introducción**

Para la validación del software se utilizó una serie de ejemplos de diseño para comparar los resultados del cálculo manual versus el cálculo realizado en el programa PARFS-SGK. Posteriormente se calculó el error relativo porcentual para medir el grado de significancia de los resultados. Para fines prácticos se mostrarán los resultados obtenidos en las tablas siguientes. Sin embargo, las referencias de cada ejercicio se presentarán en el anexo C.

#### **11.3.2. Validación del diseño de vigas convencionales**

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados. Además, cabe destacar que dicha diferencia se presenta por la cantidad de decimales implementados en los ejemplos de diseño, puesto que el software PARFS-SGK siempre muestra una precisión de dos decimales en sus resultados. Por lo tanto, si los resultados de software se redondean a la cantidad de decimales presentados en los ejemplos de diseño el error relativo porcentual se reduce a 0%.

Número	Cálculo manual				PARFS-SGK 2019 v1.0				Error relativo porcentual %				
	$\phi bMnX-X$	$\phi bMnY-Y$	$\phi vVnX-X$	$\phi vVnY-Y$	$\phi bMnX-X$	$\phi bMnY-Y$	$\phi vVnX-X$	$\phi vVnY-Y$	$\phi bMnX-X$	$\phi bMnY-Y$	$\phi vVnX-X$	$\phi vVnY-Y$	
1	379	62	192	257	378.75	62.25	191.70	256.50	0.066	0.403	0.156	0.195	
2	305	62	192	257	305.56	62.25	191.70	256.50	0.184	0.403	0.156	0.195	
3	288	62	192	257	288.36	62.25	191.70	256.50	0.125	0.403	0.156	0.195	
4	398	55	216	210	397.95	55.23	216.30	210.01	0.013	0.418	0.139	0.005	
5	503	50	252	212	502.50	49.80	251.69	212.40	0.099	0.400	0.123	0.189	
6	358	38	217	176	357.75	38.22	217.35	175.50	0.070	0.579	0.161	0.284	
7	574	59	306	249	573.75	58.80	305.73	249.22	0.044	0.339	0.088	0.088	
8	97.5	22.9	73.4	124.2	97.50	22.88	73.44	124.20	0.000	0.087	0.054	0.000	
9	499	59	306	249	498.24	58.80	305.73	249.22	0.152	0.339	0.088	0.088	
10	369	208	299	580	368.29	207.38	298.53	579.42	0.192	0.298	0.157	0.100	
11	230.5	109.1	125.2	345	230.55	109.13	125.24	345.00	0.022	0.027	0.032	0.000	
12	915	125	368	384	915.00	124.50	368.46	384.00	0.000	0.400	0.125	0.000	
13	540	81	252	304	540.00	81.38	252.00	304.06	0.000	0.469	0.000	0.020	
14	356	161	142	436	356.22	160.81	141.57	435.60	0.062	0.118	0.303	0.092	
15	79.1	9.9	69.1	74.0	79.11	9.88	69.08	73.99	0.000	0.020	0.005	0.001	
16	663.8	91.9	295.1	314.8	663.75	91.88	295.07	314.85	0.008	0.022	0.010	0.016	
17	791.3	207.4	298.5	579.4	791.25	207.38	298.53	579.42	0.006	0.010	0.010	0.003	
18	739.1	207.4	298.5	579.4	738.84	207.38	298.53	579.42	0.035	0.010	0.010	0.003	
19	1392.0	192.0	489.0	511.0	1392.36	192.38	488.57	510.60	0.026	0.198	0.088	0.078	
20	720	110	327	408	720.00	109.80	326.63	407.88	0.000	0.182	0.113	0.029	
									Promedio	0.055	0.256	0.099	0.079

### 11.3.3. Validación del diseño de columnas convencionales

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados. Además, cabe destacar que dicha diferencia se presenta por la cantidad de decimales implementados en los ejemplos de diseño, puesto que el software PARFS-SGK siempre muestra una precisión de dos decimales en sus resultados. Por lo tanto, si los resultados de software se redondean a la cantidad de decimales presentados en los ejemplos de diseño el error relativo porcentual se reduce a 0%.

	Cálculo Manual	PARFS-SGK 2019 v1.0	Error relativo
Número	$\phi cPn$	$\phi cPn$	$\% \epsilon$
1	893	893.20	0.02
2	927	927.46	0.05
3	2001	2001.08	0.00
4	954	953.98	0.00
5	963	962.83	0.02
6	853	852.84	0.02
7	805.8	805.83	0.00
8	993	993.04	0.00
9	528	527.59	0.08
10	497	497.44	0.09
11	998	997.72	0.03
12	604	603.66	0.06
13	665.8	665.83	0.00
14	675	675.30	0.04
15	620	619.63	0.06
16	352	351.52	0.14
17	886	886.19	0.02
18	340	340.30	0.09
19	359	359.11	0.03
20	469	469.57	0.12
		Promedio	0.04

#### 11.3.4. Validación del diseño de un SMF

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados en cada variable relevante.

Número	Ejercicio	Variable	Cálculo Manual	PARFS-SGK 2019 v1.0	Error relativo %	
1	4.3.2	Pu1 (klb)	249	249	0.00	
		Pu (klb)	243	243	0.00	
		Vu (klb)	32	32	0.00	
		Mu (Klb-pies)	298	298.00	0.00	
		$\phi cPn$ (klb)	2050	2051.56	0.08	
		$\phi vVn$ (klb)	378	378.48	0.13	
		$\phi bMn$ (klb-pies)	1200	1200	0.00	
		$Pu/\phi c^*Pn$	0.121	0.121	0.08	
		$Vu/\phi v^*Vn$	0.085	0.085	0.00	
		Ecuación de interacción	0.308	0.308	0.00	
2	4.3.3	Vu (klb)	33.8	33.8	0.00	
		Mu (Klb-pies) En la cara de columna	273	273.00	0.00	
		Mu (Klb-pies) centro de RBS	246	246.00	0.00	
		Lb (pie)	7.98	7.98	0.00	
		Mp (klb-pies)	833	833.33	0.04	
		$\phi vVn$ (klb)	315	315.48	0.15	
		$\phi bMn$ (klb-pies) En la cara de colum	750	750	0.00	
		$\phi bMn$ (klb-pies) centro de RBS	514.000	513.16	0.16	
		$Vu/\phi v^*Vn$	0.107	0.107	0.00	
		$Mu/\phi b^*Mn$ (cara de columna)	0.364	0.364	0.00	
		$Mu/\phi b^*Mn$ (centro de RBS)	0.479	0.479	0.00	
		Requerimientos de arriostramier lateral	Pr (klb)	9.48	9.47	0.11
			Mr (klb-pulg)	11000.00	11000.00	0.00
			$\beta br$ (klb/pulg)	70.2	70.18	0.03
3	4.3.4	Mpe (klb-pulg)	11000	11000	0.00	
		Mf (klb-pulg)	9720	9699.6	0.21	
		CF-VD	1.72	1.73	0.58	

### 11.3.5. Validación del diseño de un SCBF

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados en cada variable relevante.

Número	Ejercicio	Variable	Cálculo Manual	PARFS-SGK 2019 v1.0	Error relativo %	
1	5.3.1	Pu (klb)	289	288.31	0.24	
		Tu (klb)	244	243.5	0.21	
		%	50	50.08	0.16	
		KL/r	78.1	77.93	0.22	
		$\phi_c P_n$ (klb)	309	309.77	0.25	
		$\phi_t T_n$ (klb)	450	449.82	0.04	
		$P_u/\phi_c P_n$	0.935	0.931	0.49	
		$T_u/\phi_t T_n$	0.542	0.541	0.17	
2	5.3.3	Usando Emh	Pu (klb)	1190	1193.83	0.32
			Tu (klb)	814	814.59	0.07
		Usando $\Omega$	Pu (klb)	738	739.08	0.15
			Tu (klb)	393	393.1	0.03
		$\phi_c P_n$ (klb)	1020	1022.34	0.23	
		$\phi_t T_n$ (klb)	1270	1270	0.00	
		$P_u/\phi_c P_n$ (Emh)	1.167	1.168	0.09	
		$P_u/\phi_c P_n$ ( $\Omega$ )	0.724	0.723	0.08	
		$T_u/\phi_t T_n$ (Emh)	0.641	0.641	0.07	
		$T_u/\phi_t T_n$ ( $\Omega$ )	0.309	0.310	0.03	
3	5.3.4	Caso a	Pu (klb)	163	163	0.00
			Vu (klb)	28.8	28.78	0.07
			Mu (Klb-pies)	331	331.40	0.12
		Caso b	Pu (klb)	109	109.00	0.00
			Vu (klb)	82.9	82.93	0.04
			Mu (Klb-pies)	1010	1008.27	0.17
		Lb (pies)	17.9	17.91	0.06	
		Requerimientos de arriostamiento lateral	Pr (klb)	14.3	14.31	0.07
			Mr (klb-pulg)	18900	18865.00	0.19
			$\beta_{br}$ (klb/pulg)	63.6	63.59	0.02
		$\phi_c P_n$ (klb)	1140	1144.71	0.41	
		$\phi_v V_n$ (klb)	467	466.83	0.04	
		$\phi_b M_n$ (klb-pies)	1290	1286.25	0.29	
		$V_u/\phi_v V_n$ (Caso a)	0.062	0.062	0.03	
		$V_u/\phi_v V_n$ (Caso b)	0.178	0.178	0.07	
		Ecuación de interacción (Caso a)	0.328	0.327	0.31	
Ecuación de interacción (Caso b)	0.831	0.829	0.24			
4	5.3.5	Pu (klb)	307	307	0.00	
		Vu (klb)	19.9	19.93	0.15	
		Mu (Klb-pies)	231	230.14	0.37	
		$\phi_c P_n$ (klb)	600	606.89	1.14	
		$\phi_v V_n$ (klb)	295	295.07	0.02	
		$\phi_b M_n$ (klb-pies)	664	663.75	0.04	
		$V_u/\phi_v V_n$	0.067	0.068	0.13	
		Ecuación de interacción	0.821	0.814	0.86	

### 11.3.6. Validación del diseño de un EBF

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados en cada variable relevante.

Número	Ejercicio	Variable	Cálculo Manual	PARFS-SGK 2019 v1.1	Error relativo %	
1	5.4.2	Pu (klb)	20.3	20.32	0.10	
		Vu (klb)	112	112.37	0.33	
		Mu (Klb-pies)	248	248.17	0.07	
		$\phi cPn$ (klb)	971	989.3	1.85	
		$\phi vVn$ (klb)	185	184.03	0.53	
		$\phi bMn$ (klb-pies)	563	562.5	0.09	
		$Vu/\phi v^*Vn$	0.611	0.611	0.00	
		Ecuación de interacción	0.451	0.451	0.00	
		Ángulo de rotación: $\gamma_p$ (rad)	0.0263	0.02625	0.19	
		Requerimientos de arriostramiento lateral	Pr (klb)	31.5	31.45	0.16
			Mr (klb-pulg)	8250.00	8250.00	0.00
		extremos del alma	$\beta_{br}$ (klb/pulg)	146	145.6	0.27
			Wmin (pulg)	4.7	4.7	0.00
		Rigidizadores intermedios del alma	tmin (pulg)	0.341	0.341	0.00
			Smax (pulg)	19.4	19.32	0.41
		Soldadura de filete para conectar alma con rigidizadores	Wmin (pulg)	4.7	4.7	0.00
			tmin (pulg)	0.455	0.455	0.00
			$\phi Rn$ (klb)	85.68	85.5	0.21
		Soldadura de filete para conectar patin con rigidizadores	D (pulg)	3.02	3	0.67
			Tamaño (pulg)	0.1875	0.1875	0.00
		$\phi Rn$ (klb)	21.42	21.38	0.19	
		D (pulg)	2.05	2.05	0.00	
		Tamaño (pulg)	0.1875	0.1875	0.00	
2	5.4.3	Pu (klb)	312	311.02	0.32	
		Vu (klb)	37.6	37.55	0.13	
		Mu (Klb-pies)	362	362.95	0.26	
		$\phi cPn$ (klb)	832	832.71	0.09	
		$\phi vVn$ (klb)	225	225.23	0.10	
		$\phi bMn$ (klb-pies)	573.000	573.21	0.04	
		$Vu/\phi v^*Vn$	0.167	0.167	0.00	
		Ecuación de interacción	0.938	0.936	0.21	
3	5.4.4	Pu (klb)	478	475.87	0.45	
		Vu (klb)	10.4	10.45	0.48	
		Mu (Klb-pies)	189	188.00	0.53	
		$\phi cPn$ (klb)	917.43	919.05	0.18	
		$\phi vVn$ (klb)	258	258.21	0.08	
		$\phi bMn$ (klb-pies)	516.796	516.82	0.00	
		$Vu/\phi v^*Vn$	0.040	0.04	0.00	
		Ecuación de interacción	0.846	0.841	0.59	
4	5.4.3	Pu (klb)	867	867.23	0.03	
		Mux (Klb-pies)	25.5	25.5	0.00	
		Muy (Klb-pies)	17	17.00	0.00	
		$\phi cPn$ (klb)	1022.495	1022.34	0.02	
		$\phi bMnx$ (klb-pies)	532.269	533.33	0.20	
		$\phi bMny$ (klb-pies)	253.245	253.13	0.05	
		Ecuación de interacción	0.95	0.95	0.00	

### 11.3.7. Validación del diseño de un BRBF

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados en cada variable relevante.

Número	Ejercicio	Variable	Cálculo Manual	PARFS-SGK 2019 v1.0	Error relativo %
1	5.5.1	Pstory (klb)	5160	5163	0.06
		Pestory (klb)	222000	221554.59	0.20
		B2	1.02	1.024	0.39
		Pu (klb)	150	150.88	0.58
		Ascmin (pulg2)	4.39	4.41	0.45
		Asc (pulg2)	4.5	4.5	0.00
2	5.5.2	$\phi cPn$ (klb)	658	661.66	0.55
		$\phi tTn$ (klb)	896	900	0.44
		$Pu/\phi cPn$	0.926	0.922	0.38
		$Tu/\phi tTn$	0.325	0.323	0.55
3	5.5.3	$\phi cPn$ (klb)	577	577.65	0.11
		$\phi vVn$ (klb)	187	185.82	0.64
		$\phi bMn$ Positivo (klb-pies)	345	345.00	0.00
		$\phi bMn$ Negativo (klb-pies)	338	337.78	0.07
		$Pu/\phi c^*Pn$	0.343	0.341	0.59
		$Vu/\phi v^*Vn$	0.144	0.146	1.11
		$Mu/\phi b^*Mn$ (Gravitacional)	0.881	0.881	0.02
		Ecuación de interacción	0.567	0.564	0.53

### 11.3.8. Validación del diseño de entrepiso

La siguiente tabla muestra un error relativo porcentual por debajo del 1%, lo que demuestra la precisión de los resultados en cada variable relevante.

Número	Ejercicio	Variable	Cálculo Manual	PARFS-SGK 2019 v1.0	Error relativo %
1	4.2	Inercia del panel: Ij (pulg4)	5829	5828.67	0.00
		Frecuencia fundamental: Fj (Hz)	6.62	6.62	0.03
		Aceleración pico: ap/g (%)	2.71	2.71	0.00
2	4.4	Frecuencia fundamental: Fj (Hz)	5.71	5.71	0.00
		Peso del Panel: Wj (Klb)	102.40	102.39	0.01
		Frecuencia fundamental: Fg (Hz)	5.49	5.49	0.00
		Peso del Panel: Wg (Klb)	118.60	118.65	0.04
		Frecuencia fundamental: Fn (Hz)	4.03	4.03	0.00
		Peso del Panel: W (Klb)	110.50	110.54	0.04
		Aceleración pico: ap/g (%)	0.48	0.479	0.21
3	4.6	Frecuencia fundamental: Fj (Hz)	10.50	10.5	0.00
		Peso del Panel: Wj (Klb)	16.05	16.05	0.00
		Frecuencia fundamental: Fg (Hz)	19.55	19.55	0.00
		Peso del Panel: Wg (Klb)	27.55	27.55	0.00
		Frecuencia fundamental: Fn (Hz)	9.25	9.25	0.00
		Peso del Panel: W (Klb)	18.62	18.62	0.00
		Aceleración pico: ap/g (%)	0.46	0.46	0.00
4	4.8	Rigidez: Kentrepiso (Klb/pulg)	43.22	43.22	0.00
		Frecuencia fundamental: Fj (Hz)	5.71	5.71	0.00
		Peso del Panel: Wj (Klb)	51.20	51.19	0.02
		Frecuencia fundamental: Fg (Hz)	5.49	5.49	0.00
		Peso del Panel: Wg (Klb)	118.60	118.65	0.04
		Frecuencia fundamental: Fn (Hz)	3.96	3.96	0.00
		Peso del Panel: W (Klb)	86.23	86.23	0.00
5	4.10	Aceleración pico: ap/g (%)	0.63	0.629	0.00
		Frecuencia fundamental: Fj (Hz)	5.71	5.71	0.00
		Peso del Panel: Wj (Klb)	68.26	68.26	0.00
		Frecuencia fundamental: Fg (Hz)	7.20	7.2	0.00
		Peso del Panel: Wg (Klb)	44.35	44.35	0.00
		Frecuencia fundamental: Fn (Hz)	4.53	4.53	0.00
		Peso del Panel: W (Klb)	59.45	59.45	0.00
6	5.2	Aceleración pico: ap/g (%)	0.75	0.75	0.00
		Frecuencia fundamental: Fn (Hz)	5.84	5.84	0.00
		Frecuencia fundamental Mínima requerida, 1era iteración: FnMinReq (Hz)	7.30	7.25	0.69
		Frecuencia fundamental Mínima requerida, 2da iteración: FnMinReq (Hz)	5.78	5.78	0.00
7	5.4	Aceleración pico: ap/g (%)	0.02	0.02	0.00
		Frecuencia fundamental: Fn (Hz)	5.38	5.38	0.00
		Frecuencia fundamental Mínima requerida, 1era iteración: FnMinReq (Hz)	9.00	9.08	0.88
		Frecuencia fundamental Mínima requerida, 2da iteración: 1er armónico FnMinReq (Hz)	5.66	5.66	0.00
		1er armónico de fuerzas Aceleración pico: ap/g (%)	0.04	0.04	0.00
		Frecuencia fundamental Mínima requerida, 2da iteración: 2do armónico FnMinReq (Hz)	8.33	8.33	0.00
		2do armónico de fuerzas Aceleración pico: ap/g (%)	0.69	0.69	0.00
		Frecuencia fundamental Mínima requerida, 2da iteración: 3ro armónico FnMinReq (Hz)	9.10	9.1	0.00
		3ro armónico de fuerzas Aceleración pico: ap/g (%)	0.01	0.01	0.00

## CONCLUSIONES

Se elaboró un software que presenta siete componentes: diseño de vigas y columnas convencionales; diseño sísmico de los elementos que conforman un marco en los sistemas BRBF, EBF, SCBF y SMF y diseño por entrepiso debido a la vibración. Para efectuar los respectivos diseños es necesario que el equipo donde se instale dicho software presente: sistema operativo Windows 10 con soporte de framework 4.5.0 ó 4.0.0, CPU con una velocidad mínima de 1 GHZ y memoria RAM de 1 GB.

- Para el diseño de vigas convencionales, esta herramienta calcula las resistencias de diseño en el eje fuerte y débil, además de revisar el control de la deflexión debido a la inercia mínima, en el cual el resultado obtenido es la comparación de las resistencias requeridas (resistencia última a corte y flexión) con la resistencia disponible de diseño de flexión y corte, estableciendo de esta forma si el perfil es adecuado. De igual manera, el modulo para el diseño de columnas convencionales permite calcular la resistencia de diseño a compresión del miembro, considerando el estado de pandeo flexionante y el torsional, en adición al cálculo de la relación demanda-capacidad mediante la ecuación de interacción en caso de ser una viga-columna, siendo esta ecuación el resultado que establece si el miembro es adecuado según lo requerido por el usuario.
- La componente para el diseño de vigas y columnas en un SMF, permite verificar que las dimensiones de la viga como son los valores del recorte del patín (a, b y c) sean adecuados, mediante los parámetros geométricos y la resistencia ofrecida; con estos valores se indica si la geometría es aceptable en base a los valores permitidos por la norma, además de revisar los límites de esbeltez local en ambos miembros calcula las resistencias de diseño de corte, axial y flexión en el eje fuerte y débil con su respectivas relación demanda-capacidad, también calcula la relación columna fuerte-viga débil que es el resultado que indica si los miembros propuestos son los

adecuados para resistir las cargas solicitadas en las que se considera la influencia del mecanismo plástico como se indica en el AISC-341.

- Las unidades que permiten el diseño de vigas, columnas y arriostres en un SCBF, EBF y BRBF establecen si los parámetros de los elementos fusibles propios de cada sistema son adecuados, es decir definen si el diseño es correcto y son: la evaluación de los límites de esbeltez local y global y la distribución de fuerza lateral en el caso de los arriostres del SCBF, definición del tipo de enlace, cálculo del ángulo de rotación siendo este verificado con el ángulo máximo permitido, dimensionamiento de los rigidizadores y cálculo del adecuado tamaño de soldadura en el enlace en el sistema EBF, por último el cálculo del área requerida del núcleo y las deformaciones en los arriostres de pandeo restringido. De igual forma, calcula las resistencias de diseño de corte, axial y flexión en cada uno de los miembros que conforman los diferentes pórticos además de incluir el cálculo de la relación demanda-capacidad y la influencia del mecanismo plástico debido a la resistencia esperada en el fusible estructural de cada sistema respectivamente, para la revisión especial de los miembros que no incursionaran en el rango plástico, donde el resultado a obtener es la comparación entre resistencia requerida calculada con el análisis mencionado anteriormente y resistencias de diseño disponible del miembro, lo que establecerá si el diseño es correcto, todo esto según lo estipulado en la norma.
- La componente que realiza el diseño del entrepiso debido a actividad humana, permite calcular la frecuencia fundamental de la estructura de piso y los parámetros dinámicos de los diferentes modos (modo vigueta y viga principal) que se presentan en la estructura de piso, donde el resultado que se obtiene es la razón de aceleración pico contra la aceleración permisible del sistema de piso que define si la estructura es adecuada para la ocupación destinada.
- Para la validación del software en el diseño convencional de vigas y columnas, se seleccionaron 20 ejercicios de diseño para cada miembro tomados de los ejemplos del AISC y otros libros de texto, obteniendo un error relativo porcentual menor del 1%,

el cual podría reducirse a cero al redondear los resultados obtenidos en el software. Además, para la validación del software en el diseño de vigas, columnas y arriostres en los sistemas especiales establecidos en el presente trabajo monográfico se seleccionaron los ejemplos del manual de diseño sísmico, obteniendo un error relativo porcentual por debajo del 1% en los resultados calculados por el programa. Y para la validación del software en el diseño del entrepiso por vibración debido a actividad humana se seleccionaron los 7 ejemplos cálculos orientados en el presente trabajo monográfico, obteniendo un error relativo porcentual muy por debajo del 1%. Por lo tanto, a partir de los resultados obtenidos por el software, podemos afirmar que el programa brinda resultados confiables y precisos para cada sistema y miembro diseñado.

- El software es de una interfaz simple y sencilla, el cual ejecuta cualquier diseño con el menor número de pasos necesarios a realizar por el usuario; aunque presenta las desventajas mencionadas con anterioridad como: desarrollar un proyecto de principio hasta fin porque no genera un archivo que se pueda guardar y abrir nuevamente, trabajar únicamente con el sistema inglés, realizar previamente un análisis estructural, utilizar perfiles W únicamente y diseñar pórticos especiales con las configuraciones más usuales, óptimas y simétricas; ofrece la oportunidad de realizar diseños de una forma rápida y fácil con resultados confiables.

## RECOMENDACIONES

- En primer lugar, se sugiere que en futuras investigaciones se actualice el software a las últimas versiones de los códigos del AISC y el ASCE.
- Se recomienda a las autoridades de la Universidad Nacional de Ingeniería y el Ministerio de Transporte e Infraestructura conformar equipos de trabajo que permitan establecer nuevas mejoras y modificaciones al Reglamento Nacional de la Construcción que contemplen los requerimientos de las normas extranjeras con la finalidad de realizar diseños integrales, óptimos y eficientes.
- Se recomienda a los docentes de la Universidad Nacional de Ingeniería que promuevan la actualización del pensum académico de la carrera de Ingeniería Civil donde se implemente la enseñanza del diseño de entrepiso por vibración debido a actividades humanas y lenguajes de programación que incluyan la programación orientada a objetos con el fin de realizar trabajos monográficos como este con un mayor grado de eficiencia.
- En las actualizaciones que se realicen se recomienda incluir al software la opción de trabajar los diseños en los sistemas de unidades métricos SI y MKS.
- Para el diseño de vigas y columnas convencionales, en futuros trabajos monográficos se podría ampliar la base de datos, y permitir que el software diseñe y revise otras secciones de perfiles.
- En adición al punto anterior, para el diseño de vigas convencionales podría incluirse el dimensionamiento de los rigidizadores transversales, en caso de que sean requeridos.
- Para el diseño convencional de columnas podría incluirse la reducción de la rigidez en el cálculo del factor de longitud efectiva, en caso de que sea necesario.

- Para el diseño de vigas y columnas en un SMF, sugerimos agregar otros sistemas a parte de los marcos con conexión de viga reducida. Por ejemplo: Marcos con conexiones de planchas extremas empernadas, con rigidizadores y sin rigidizar; entre otros.
- Para futuras investigaciones sugerimos agregar todas las posibles configuraciones en los sistemas arriostrados. Por ejemplo: El arrostramiento en X a dos pisos y en V-invertida para los EBF y BRBF.
- Una mejora significativa en el software podría adquirirse al agregar la modalidad de autoselección a los sistemas sismorresistentes. Puesto que solo está habilitada para el diseño convencional.
- En futuras investigaciones a fines al presente trabajo monográfico, podría agregarse la modalidad de análisis estructural, y concatenar esos datos con los softwares de diseño estructural que se han elaborado dentro de la facultad, incluyendo el presente trabajo monográfico.
- Sugerimos que en futuras actualizaciones del software se incluya el cálculo de los conectores de cortante y la revisión convencional de la losa de entrepiso.

## BIBLIOGRAFÍA

- Arrioja, N., y Cosio, L. (2010). C# Guía total del programador. Argentina: Fox Andina; Gradi y Banfield.
- Asociación Americana de Ingenieros Civiles. (2010). Cargas mínimas para el diseño de edificios y otras estructuras (ASCE/SEI 07-10).
- Bell, D., y Parr, M. (2010). C# para estudiantes. México: Pearson Educación.
- Bruneau, M., Uang C.-M., y Saballi, R. (2011). Diseño dúctil de estructuras de acero. Estados Unidos de América: Editorial McGraw-Hill.
- Chapra, S.C. y Canale, R.P. (2007). Métodos numéricos para ingenieros. México: McGraw-Hill.
- Crisafulli, F. J. (2014). Diseño sismorresistente de construcciones en acero. Santiago de Chile: Alacero.
- Deital, P.J., y Deital, H.M. (2003). C# como programar. México: Pearson Educación.
- García, G. (2003). Curso de introducción a OpenGL. España: Jorge García (Bardok).
- Instituto Americano de Construcción en Acero. (2010). Conexiones precalificadas para marcos de acero contra momento especiales e intermedio para aplicaciones sísmicas (ANSI/AISC 358-10).

- Instituto Americano de Construcción en Acero. (2010). Especificaciones para la construcción en acero estructural (ANSI/AISC 360-10).
- Instituto Americano de Construcción en Acero. (2010). Manual de diseño sísmico (ANSI/AISC 327-10).
- Instituto Americano de Construcción en Acero. (2010). Provisiones sísmicas para la construcción en acero estructural (ANSI/AISC 341-10).
- McCormack, J., y Csernak, S. (2012). Diseño de Estructuras de Acero. México: Editorial Alfoomega.
- Murray, T.M., Allen, D.E. y Ungar, E.E. (2003). Vibración de piso debido a actividad humana. Estados Unidos de América: AISC.
- Nakamura, S. (1992). Métodos numéricos aplicados con software. México: Pearson Educación.
- Patterson, B., y Beres, J. (2003). La Biblia de C#. Madrid: Ediciones Anaya Multimedia.
- Salmon, C.G., Johnson, J.E., y Malhas, F.A. (2009). Estructuras de acero: Comportamiento y Diseño. Estados Unidos de América: Pearson Educación.
- Shreiner, D. (2010). OpenGL Guía de programación. Estados Unidos de América: Pearson Educación.
- Vinnakota, S. (2006). Estructuras de acero: Comportamiento y LRFS. México: McGraw-Hill.

# ANEXOS

- ANEXO A: Fórmulas de diseño
- ANEXO B: Tablas de diseño
- ANEXO C: Referencias de los ejercicios para la validación
- ANEXO D: Manual de usuario

# **ANEXO A: Fórmulas de diseño**

## ANEXO A: Fórmulas de diseño

Tabla N°1

CAPITULO III - DISEÑO CONVENCIONAL DE VIGAS		
Código	Ecuación	Referencia
Ec.3.1-1	$M_n = M_p = F_y * Z$	Ecuación F2-1 AISC-360-10, pág. 16.1-47
Ec.3.1-2	$\phi_b M_n \geq M_u$	Capítulo F, sección F1 AISC-360-10, pág. 16.1-46
Ec.3.1-3	$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f}$	Capítulo F, sección F3, punto 2 AISC-360-10, pág. 16.1-49
Ec.3.1-4	$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo B, Tabla B4-1b AISC-360-10 pág. 16.1-17
Ec.3.1-5	$\lambda_{rf} = 1.00 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo B, Tabla B4-1b AISC-360-10 pág. 16.1-17
Ec.3.1-6	$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$	Capítulo F, sección F4, punto 2 AISC-360-10, pág. 16.1-51
Ec.3.1-7	$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo B, Tabla B4-1b AISC-360-10 pág. 16.1-17
Ec.3.1-8	$\lambda_{rf} = 1.00 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo B, Tabla B4-1b AISC-360-10 pág. 16.1-17
Ec.3.1-9	$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$	Ecuación F1-1 AISC-360-10, pág. 16.1-46
Ec.3.2-1	$M_n = C_b * \left( M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$	Ecuación F2-2 AISC-360-10, pág. 16.1-47
Ec.3.2-2	$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$	Ecuación F2-3 AISC-360-10, pág. 16.1-47
Ec.3.2-3	$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ecuación F2-5 AISC-360-10, pág. 16.1-48
Ec.3.2-4	$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left( \frac{J * c}{S_x * h_o} \right)^2 + 6.76 * \left( \frac{0.7 * f_y}{E} \right)^2}}$	Ecuación F2-6 AISC-360-10, pág. 16.1-48

**Tabla N°1 – Continuación**

Ec.3.2-5	$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{(L_b / r_{ts})^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$	Ecuación F2-4 AISC-360-10, pág. 16.1-47
Ec.3.3-1	$M_n = \left( M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) * \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{fp}} \right) \right) \leq M_p$	Ecuación F3-1 AISC-360-10, pág. 16.1-49
Ec.3.3-2	$M_n = \frac{0.9 * E * K_C * S_x}{\lambda^2} \leq M_p$	Ecuación F3-2 AISC-360-10, pág. 16.1-49
Ec.3.3-3	$K_C = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ , no deberá ser menor que 0.35 ni mayor que 0.76	AISC-360-10, pág. 16.1-49
Ec.3.5-1	$M_n = M_p = f_y * Z_y \leq 1.6 * f_y * S_y$	Ecuación F6-1 AISC-360-10, pág. 16.1-55
Ec.3.5-2	$M_n = \left( M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_y) * \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{fp}} \right) \right) \leq M_p$	Ecuación F6-2 AISC-360-10, pág. 16.1-56
Ec.3.5-3	$M_n = F_{cr} * S_v \leq M_p$	Ecuación F6-3 AISC-360-10, pág. 16.1-56
Ec.3.5-4	$F_{cr} = \frac{0.69 * E}{\lambda_f^2} \leq f_y$	Ecuación F6-4 AISC-360-10, pág. 16.1-56
Ec.3.6-1	$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v$	Ecuación G2-1 AISC-360-10, pág. 16.1-68
Ec.3.6-2(1)	Si $\lambda_w \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ entonces $C_v = 1.0$	Ecuación G2-2 AISC-360-10, pág. 16.1-68
Ec.3.6-2(2)	Si $\lambda_w \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$ entonces $C_v = 1.0$	Ecuación G2-3 AISC-360-10, pág. 16.1-68
Ec.3.6-2(3)	Si $1.1 * \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} < \lambda_w \leq 1.37 * \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$ entonces $C_v = \frac{1.51 * E * K_v}{\lambda_w^2 * f_y}$	Ecuación G2-4 AISC-360-10, pág. 16.1-68
Ec.3.6-2(4)	Si $\lambda_w > 1.37 * \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$ entonces $C_v = \frac{1.1 * \sqrt{E * K_v / f_y}}{\lambda_w}$	Ecuación G2-5 AISC-360-10, pág. 16.1-68
Ec.3.6-3(1)	Si $\lambda_w < 260$ entonces $k_v = 5$	AISC-360-10, pág. 16.1-68
Ec.3.6-3(2)	Para almas con rigidizadores: $k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$	Ecuación G2-6 AISC-360-10, pág. 16.1-69
Ec.3.8-1	$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$	Ecuación H1-1b AISC-360-10, pág. 16.1-73

**Tabla N°2**

<b>CAPÍTULO IV - Diseño Convencional de columnas y viga-columnas</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.4.1-1	$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2}$	Ecuación 11.11, Mecánica de Materiales Bee Johnston, 2da Edición. Página 633
Ec.4.1-2	$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$	Ecuación E3-4 AISC-360-10, pág. 16.1-33
Ec.4.1-3	$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2}$	Ecuación 11-35, Mecánica de Materiales Gere Timoshenko, 2da Edición. Página 622
Ec.4.1-4	$G = \frac{\sum(E_C I_C / L_C)}{\sum(E_g I_g / L_g)} = \frac{\sum(EI/L)_C}{\sum(EI/L)_g}$	Ecuación C-A-7-3 AISC-360-10, pág. 16.1-512
Ec.4.1-5	$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2 \tan(\pi/K)}{\pi/K} - 1 = 0$	Ecuación C-A-7-1 AISC-360-10, pág. 16.1-511
Ec.4.1-6	$\frac{G_A G_B (\pi/k)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/k)}{\tan(\pi/k)} = 0$	Ecuación C-A-7-2 AISC-360-10, pág. 16.1-511
Ec.4.1-7	$\phi_c P_n \geq P_u$	Capítulo E, sección E1 AISC-360-10, pág. 16.1-31
Ec.4.1-8	$\lambda_{rf} = 0.56 * \sqrt{E/f_y}$	Capítulo B, sección B4, Tabla B4-1a AISC-360-10, pág. 16.1-16
Ec.4.1-9	$\lambda_{rw} = 1.49 * \sqrt{E/f_y}$	Capítulo B, sección B4, Tabla B4-1a AISC-360-10, pág. 16.1-16
Ec.4.2-1	$F_{cr} = \left[0.658 \frac{f_y}{F_e}\right] * f_y$	Ecuación E3-2 AISC-360-10, pág. 16.1-33
Ec.4.2-2	$F_{cr} = 0.877 * F_e$	Ecuación E3-3 AISC-360-10, pág. 16.1-33
Ec.4.2-3	$P_n = F_{cr} * A_g$	Ecuación E3-1 AISC-360-10, pág. 16.1-33
Ec.4.3-1	$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q f_y}{F_e}\right] * f_y$	Ecuación E7-2 AISC-360-10, pág. 16.1-40
Ec.4.3-2	$F_{cr} = 0.877 * F_e$	Ecuación E7-3 AISC-360-10, pág. 16.1-40
Ec.4.3-3	$Q = Q_s * Q_a$	AISC-360-10, pág. 16.1-40
Ec.4.3-4(1)	Si $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ entonces $Q_s = 1.0$	Ecuación E7-4 AISC-360-10, pág. 16.1-41
Ec.4.3-4(2)	Si $0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ entonces $Q_s = 1.45 - 0.74 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{f_y}{E}}$	Ecuación E7-5 AISC-360-10, pág. 16.1-41
Ec.4.3-4(3)	Si $\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ entonces $Q_s = 0.69 E / f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2$	Ecuación E7-6 AISC-360-10, pág. 16.1-41
Ec.4.3-5	$Q_a = \frac{A_e}{A_g}$	Ecuación E7-16 AISC-360-10, pág. 16.1-43
Ec.4.3-6	$P_n = F_{cr} * A_g$	Ecuación E7-1 AISC-360-10, pág. 16.1-40
Ec.4.4-1	$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + G * J \right] * \frac{1}{I_x + I_y}$	Ecuación E4-4 AISC-360-10, pág. 16.1-34
Ec.4.5-1	Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ entonces $\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$	Ecuación H1-1a AISC-360-10, pág. 16.1-73
Ec.4.5-2	Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ entonces $\frac{P_r}{2 * P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$	Ecuación H1-1b AISC-360-10, pág. 16.1-73

**Tabla N°3**

<b>CAPÍTULO IV: Diseño por estabilidad</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.4.6-1	$M_r = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{lt}$	Ecuación A-8-1 AISC-360-10, pág. 16.1-237
Ec.4.6-2	$P_r = P_{nt} + B_2 * P_{lt}$	Ecuación A-8-2 AISC-360-10, pág. 16.1-237
Ec.4.6-3	$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_r/P_{e1})} \geq 1.0$	Ecuación A-8-3 AISC-360-10, pág. 16.1-238
Ec.4.6-4	$C_m = 0.6 - 0.4 * \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$	Ecuación A-8-4 AISC-360-10, pág. 16.1-238
Ec.4.6-5	$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$	Ecuación A-8-5 AISC-360-10, pág. 16.1-238
Ec.4.6-6	$B_2 = \frac{1}{1 - (\alpha * P_{\text{story}}/P_{e \text{ story}})} \geq 1.0$	Ecuación A-8-6 AISC-360-10, pág. 16.1-239
Ec.4.6-7	$P_{e \text{ story}} = R_M * \frac{H * L}{\Delta_H}$	Ecuación A-8-7 AISC-360-10, pág. 16.1-239
Ec.4.6-8	$R_M = 1 - 0.15 * \left( \frac{P_{mf}}{P_{\text{story}}} \right)$	Ecuación A-8-8 AISC-360-10, pág. 16.1-239
Ec.4.6-9	$N_i = 0.002 * \alpha * Y_i$	Ecuación C2-1 AISC-360-10, pág. 16.1-23
Ec.4.6-10	$EA^* = 0.8 * EA$	Sección C.2.3 (1) AISC-360-10, pág. 16.1-24
Ec.4.6-11	$EI^* = 0.8 * \tau_b * EI$	Sección C.2.3 (1) y (2) AISC-360-10, pág. 16.1-24
Ec.4.6-12(1)	Si $\alpha P_r/P_v \leq 0.5$ entonces $\tau_b = 1.0$	Ecuación C2-2a AISC-360-10, pág. 16.1-24
Ec.4.6-12(2)	Si $\alpha P_r/P_v > 0.5$ entonces $\tau_b = 4 * (\alpha P_r/P_v) * [1 - (\alpha P_r/P_v)]$	Ecuación C2-2b AISC-360-10, pág. 16.1-24
Ec.4.6-13	$P_y = f_y * A_g$	Sección C.2.3 (2) AISC-360-10, pág. 16.1-24

**Tabla N°4**

<b>CAPÍTULO V - Diseño Sismorresistente en estructuras de acero</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.5.3-1	$S_{DS} = S * d = S * (2.7 * a_0)$	Artículo 27 RNC-17. Página 24
Ec.5.3-2	$S_{D1} = S * d * T_b = S * (2.7 * a_0) * T_b$	Artículo 27 RNC-17. Página 25
Ec.5.4-1	$C_u = 1.4D$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-2	$C_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } R \text{ o } S)$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-3	$C_u = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } R \text{ o } S) + (L \text{ o } 0.5W)$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-4	$C_u = 1.2D + W + L + 0.5(L_r \text{ o } R \text{ o } S)$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-5	$C_u = 1.2 * D + 1.6 * (L_r \text{ o } R \text{ o } S) + (L \text{ o } 0.5W)$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-6	$C_u = 1.2 * D + E + L + 0.2S$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-7	$C_u = 0.9 * D + W$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-8	$C_u = 0.9 * D + E$	Sección 2.3.2 ASCE/SEI07-10. Página 7
Ec.5.4-9	$C_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$	Sección 12.4-2 ASCE/SEI07-10. Página 86
Ec.5.4-10	$C_u = (0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_F$	Sección 12.4-2 ASCE/SEI07-10. Página 86
Ec.5.5-9	$C_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + L + 0.2S$	Sección 12.4-2 ASCE/SEI07-10. Página 86
Ec.5.5-10	$C_u = (0.9 - 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + 1.6H$	Sección 12.4-2 ASCE/SEI07-10. Página 86
Ec.5.6-1	$\lambda_{hd} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.6-2	$\lambda_{md} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.6-3(1)	Si $C_a \leq 0.125$ entonces $\lambda_{hd} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} * (1 - 0.93 * C_a)$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-13
Ec.5.6-3(2)	Si $C_a > 0.125$ entonces $\lambda_{hd} = 0.77 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} * (2.93 - C_a) \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-13
Ec.5.6-4(1)	Si $C_a \leq 0.125$ entonces $\lambda_{md} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} * (1 - 2.75 * C_a)$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-13
Ec.5.6-4(2)	Si $C_a > 0.125$ entonces $\lambda_{md} = 1.12 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} * (2.33 - C_a) \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-13
Ec.5.6-5	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c * P_v}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12

**Tabla N°4 – Continuación**

Ec.5.7-1	$\lambda_{hd} = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.7-2	$\lambda_{md} = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.7-3	$\lambda_{hd} = 0.55 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.7-4	$\lambda_{md} = 0.64 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.7-5	$\lambda_{hd} = 0.038 * \frac{E}{f_y}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12
Ec.5.7-6	$\lambda_{md} = 0.044 * \frac{E}{f_y}$	Capítulo D, Tabla D1.1 AISC-341-10 pág. 9.1-12

**Tabla N°5**

<b>CAPÍTULO VI: MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.6.2-1	$L_b = 0.086 * r_y * \frac{E}{f_y}$	Sección D.1.2b AISC 341-10, Página 9.1-15
Ec.6.2-2	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$	Ecuación E3-1 AISC 341-10, Página 9.1-34
Ec.6.2-3	$M_{pb}^* = 1.1 * R_v * M_p = 1.1 * R_v * f_{yb} * Z_b$	Ecuación E3-3a AISC 341-10, Página 9.1-35
Ec.6.2-4	$V_{uv} = (2 * M_{pr}/L_h) + V_g$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la figura 6.1-2
Ec.6.2-5	$V_g = Q * L_h/2$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la figura 6.1-2
Ec.6.2-6	$M_{pb}^* = M_{pb} + V_{uv} * (S_h + d_{col}/2)$	Ecuación E3-3a AISC 341-10, Página 9.1-35
Ec.6.2-7	$M_{pc} = Z_c * (f_{yc} - P_{uc}/A_g)$	Ecuación E3-2a AISC 341-10, Página 9.1-36
Ec.6.2-8	$V_{uc} = (2 * M_{pc}/L_c)$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la figura 6.1-3
Ec.6.2-9	$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} * (d_{viga}/2)$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la figura 6.1-3
Ec.6.2-10	$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$	Ecuación 5.8-1 AISC 358-10
Ec.6.2-11	$0.65d \leq b \leq 0.85d$	Ecuación 5.8-2 AISC 358-10
Ec.6.2-12	$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$	Ecuación 5.8-3 AISC 358-10
Ec.6.2-13	$R = \frac{4 * c^2 + b^2}{8 * c}$	Figura 5.1 AISC 358-10
Ec.6.2-14	$b_{f,RBS} = 2 * (R - c) + b_f - 2 * \sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$	Ecuación 2-3 Manual de diseño sísmico - AISC, Página 4-49
Ec.6.2-15	$\lambda_{f,RBS} = \frac{b_{f,RBS}}{2 * t_f}$	Sección 5.3.1 AISC 358-10
Ec.6.2-16	$Z_{RBS} = Z_x - 2 * c * t_{bf} * (d - t_{bf})$	Ecuación 5.8-4 AISC 358-10
Ec.6.2-17	$M_{pb}^* = C_{pr} * R_v * f_y * Z_{RBS}$	Ecuación 5.8-5 AISC 358-10
Ec.6.2-18	$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2 * f_y} \leq 1.2$	Ecuación 2.4.3-2 AISC 358-10
Ec.6.3-1	$R_u = \frac{\sum M_f}{(d - t_{bf})} - V_{uc}$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 6.3-1
Ec.6.3-2	$M_f = M_{pr} + V_{uv} * S_h$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 6.3-1
Ec.6.3-3	$V_{uc} = \text{menor de } \begin{cases} 2 * M_{pc}/L_v \\ \sum M_{pb}^*/(d + 0.5 * (L_{v1} + L_{v2})) \end{cases}$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 6.1-2 y Figura 6.1-3

**Tabla N°6**

<b>CAPÍTULO VII: MARCOS ESPECIALES CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.7.2-1	$\frac{K * L}{r} \leq 200$	Sección F2.3, Notas AISC 341-10, página 9.1-53
Ec.7.2-2	$P_t = R_y * f_y * A_g$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-52
Ec.7.2-3	$P_n = \text{menor de } \begin{cases} R_y * f_y * A_g \\ 1.14 * F_{cre} * A_g \end{cases}$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-53
Ec.7.2-4	$P_{residual} = 0.3 * P_n$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-53
Ec.7.2-5	$\phi_t P_n = \phi_t * f_y * A_g$	Ecuación D2-1 AISC 360-10, página 16.1-26
Ec.7.2-6	$E_{mh} = \sum (P_t + P_n) \cos \theta$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-52
Ec.7.2-7	$E_{mh} = \sum (P_t + 0.3 * P_n) \cos \theta$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-52
Ec.7.4-1	$L_b = 0.17 * r_y * E / f_y$	Ecuación D1-2 AISC 341-10, página 9.1-14
Ec.7.4-2	$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} * \left( \frac{10 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right)$	Ecuación A-6-8 AISC 360-10, página 16.1-230
Ec.7.4-3	$P_{br} = 0.02 * M_r * C_d / h_o$	Ecuación A-6-7 AISC 360-10, página 16.1-230

**Tabla N°7**

<b>CAPÍTULO VIII: MARCOS EXCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (EBF)</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.8.2-1	$e_{\text{critico}} = 2 * M_p / V_p$	Ecuación 6-1 D.S.C.A, ALACERO página 104
Ec.8.2-2	$e \leq 1.6 * M_p / V_p$	Sección F3.4 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.2-3	$1.6 * M_p / V_p < e < 2.6 * M_p / V_p$	Sección F3.4 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.2-4	$e \geq 2.6 * M_p / V_p$	Sección F3.4 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.2-5(1)	$V_p = 0.6 * f_y * A_{Iw}$	Ecuación F3-2 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-5(2)	$V_p = 0.6 * f_y * A_{Iw} * \sqrt{1 - (P_r/P_c)^2}$	Ecuación F3-3 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-6(1)	$M_p = f_y * Z_x$	Ecuación F3-8 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-6(2)	$M_p = f_y * Z_x * [1 - (P_r/P_c)] / 0.85$	Ecuación F3-9 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-7	$A_{Iw} = (d - 2 * t_f) * t_w$	Ecuación F3-4 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-8(1)	$V_n = V_p$	Ecuación F3-1 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-8(2)	$V_n = 2 * M_p / e$	Ecuación F3-7 AISC 341-10, página 9.1-60
Ec.8.2-9	$\gamma_p = L * \theta_p / e$	Ecuación 10.11 Ductile design of steel structures, página 604
Ec.8.2-10	$\theta_p = \Delta_p / h = C_d * \Delta_e / h$	Ecuación 10.12 Ductile design of steel structures, página 606
Ec.8.2-11(1)	$P_u = 0.06 * R_y * f_y * Z_x / h_o$	Ecuación D1-4a AISC 341-10, página 9.1-15
Ec.8.2-11(2)	$M_u = 0.06 * R_y * f_y * Z_x$	Ecuación D1-5a AISC 341-10, página 9.1-15
Ec.8.2-12	$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} * \left( \frac{10 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right)$	Ecuación A-6-8 AISC 360-10, página 16.1-230
Ec.8.2-13	$M_r = R_y * f_y * Z_x$	Ecuación D1-1a AISC 341-10, página 9.1-14
Ec.8.3-1	$L_b = 0.17 * r_y * E / f_y$	Ecuación D1-2 AISC 341-10, página 9.1-14

**Tabla N°7 – Continuación**

Ec.8.3-2	$V_{link} = 0.88 * 1.25 * R_y * V_n$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.3-3	$M_{link} = (0.88 * 1.25 * R_y * V_n * e)/2$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.3-4	$L_{bol} = (L - e)/2$	Figura 8.3-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.3-5	$L_{br} = \sqrt{H^2 + L_{bol}^2}$	Figura 8.3-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.3-6	$\theta = \tan^{-1}(H/L_{bol})$	Figura 8.3-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.3-7	$FD = \frac{I_{bol}/L_{bol}}{I_{br}/L_{br} + I_{bol}/L_{bol}}$	Figura 8.3-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.3-8	$M_{Eh} = M_{bol} = FD * M_{link}$	Figura 8.3-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.3-9	$P_{Eh} = (0.88 * 1.25 * R_y * V_n * L)/(2 * H)$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.3-10	$\Omega_o = (0.88 * 1.25 * R_y * V_n)/V_{QE,link}$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.2-11	$M_{Eh} = \Omega_o * M_{QE}$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.2-12	$P_{Eh} = \Omega_o * P_{QE}$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.2-13	$V_{Eh} = \Omega_o * V_{QE}$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.4-1	$V_{link} = 1.25 * R_y * V_n$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.4-2	$M_{link} = (1.25 * R_y * V_n * e)/2$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.4-3	$P_{link} = (1.25 * R_y * V_n * L)/(2 * H)$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.4-4	$FD = \frac{I_{br}/L_{br}}{I_{br}/L_{br} + I_{bol}/L_{bol}}$	Figura 8.4-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.4-5	$M_{Eh} = M_{br} = FD * M_{link}$	Figura 8.4-1 Trabajo monográfico presente
Ec.8.4-6	$P_{Eh} = P_{link} * \cos \theta + V_{link} * \sin \theta$	Figura 8.4-2 Trabajo monográfico presente
Ec.8.4-7	$\Omega_o = (1.25 * R_y * V_n)/V_{QE,link}$	Sección F3.3 AISC 341-10, página 9.1-58
Ec.8.4-8	$P_{Eh} = \sum (0.8 * 1.25 * R_y * V_n)$	Sección F3.4 AISC 341-10, página 9.1-59

**Tabla N°8**

<b>CAPÍTULO IX: MARCOS ARRIOSTRADOS CONTRA PANDEO RESTRINGIDO (BRBF)</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.9.2-1 (1)	$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc}$	Sección F4.5b AISC 341-10, página 9.1-68
Ec.9.2-1 (2)	$A_{sc} = \frac{P_{y_{sc}}}{F_{y_{sc}}}$	Sección F4.5b AISC 341-10, página 9.1-68
Ec.9.2-2	$\Delta = \frac{C_d \Delta_h}{I_e}$	Ec. 12.8-15 ASCE/SEI 7, página 92
Ec.9.2-3	$P_t = \omega * R_y * f_{y_{sc}} * A_{sc}$	Sección F4.2a AISC 341-10, página 9.1-66
Ec.9.2-4	$P_n = \beta * \omega * R_y * f_{y_{sc}} * A_{sc}$	Sección F4.2a AISC 341-10, página 9.1-65
Ec.9.2-5	$F_v = 1/2 (\beta - 1) \omega F_{y_{sc}} A_{sc} \sin \theta$	Sección F4.2a AISC 341-10, página 9.1-65 y 9.1-66
Ec.9.2-6	$F_h = (\beta + 1) \omega F_{y_{sc}} A_{sc} \cos \theta$	Sección F4.2a AISC 341-10, página 9.1-65 y 9.1-66
Ec.9.2-7 (1)	$T_{Emh} = \sum (\omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 9.2-3
Ec.9.2-8 (1)	$P_{Emh} = \sum (\beta * \omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 9.2-3
Ec.9.2-7 (2)	$T_{Emh} = \sum (\omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta + \sum F_v$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 9.2-3
Ec.9.2-8 (2)	$P_{Emh} = \sum (\beta * \omega * R_y * F_{y_{sc}} * A_{sc}) \sin \theta - \sum F_v$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 9.2-3
Ec.9.2-9	$V_{Emh} = F_v$	Obtenidas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 9.2-3
Ec.9.2-10	$M_{Emh} = \frac{F_v * L}{4}$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-52
Ec.9.2-11	$P_{Emh} = \frac{F_h}{2}$	Sección F2.3 AISC 341-10, página 9.1-52
Ec.9.3-12	$P_n = F_y * A_g$	Sección D2 AISC 360-10, página 16.1-26
Ec.9.3-13	$\phi_t P_n \geq T_u$	Sección D2 AISC 360-10, página 16.1-26

**Tabla N°9**

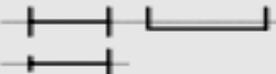
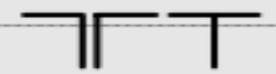
<b>CAPÍTULO X: DISEÑO DE ENTREPISO DEBIDO A ACTIVIDAD HUMANA</b>		
<b>Código</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>
Ec.10.1-1	$F = P \left[ 1 + \sum (\alpha_i * \cos(2\pi * i * f_{step} * t + \phi_i)) \right]$	Ecuación 1.1 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 3
Ec.10.1-2	Aceleración sinusoidal = $\left( \frac{\text{Fuerza}}{\text{Masa}} \right) * \text{Factor de respuesta}$	Ecuación 1.2 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 4
Ec.10.2-1	$F_i = P * \alpha_i * \cos(2\pi * f_{step} * t)$	Ecuación 2.1 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 8
Ec.10.2-2	$\frac{a}{g} = \frac{R * P * \alpha_i}{\beta * W} * \cos(2\pi * f_{step} * t)$	Ecuación 2.2 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 8
Ec.10.2-3	$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o * \exp(-0.35 * f_n)}{\beta * W} \leq \frac{a_o}{g}$	Ecuación 2.3 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 8
Ec.10.2-4	$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3 * \alpha_i * w_p / w_t}{\sqrt{\left( \left( \frac{f_p}{f} \right)^2 - 1 \right)^2 + \left( \frac{2 * \beta * f_n}{f} \right)^2}}$	Ecuación 2.4 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 9
Ec.10.2-5(1)	$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3}{2 * \beta} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}$	Ecuación 2.5a Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 9
Ec.10.2-5(2)	$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3}{(f_n/f)^2 - 1} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}$	Ecuación 2.5b Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 9
Ec.10.2-6	$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3}{(f_n/f)^2 - 1} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}$	Ecuación 2.6 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 9
Ec.10.2-7	$f_n \geq f * \sqrt{1 + \frac{k}{(a_o/g)} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}}$	Ecuación 2.7 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 10
Ec.10.3-1	$f_n = \frac{\pi}{2} * \left[ \frac{g * E_s * I_t}{w * L^4} \right]^{1/2}$	Ecuación 3.1 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 11
Ec.10.3-2	$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2}$	Ecuación 3.2 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 11
Ec.10.3-3	$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$	Ecuación 3.3 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 11
Ec.10.3-4	$\Delta = 5 * w * L^4 / (384 * E_s * I_t)$	Sección 3.1 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 11
Ec.10.3-5	$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}}$	Ecuación 3.4 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 11
Ec.10.3-6	$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g + \Delta_c}}$	Ecuación 3.5 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 11
Ec.10.3-7	$I_{eff} = \frac{I_{comp}}{1 + 0.15 * (I_{comp} / I_{tend})}$	Ecuación 3.13 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 14
Ec.10.3-8	$I_g = I_{nc} + (I_c - I_{nc}) / 4$	Ecuación 3.14 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 14

**Tabla N°9 – Continuación**

Ec.10.3-9	$I_{mod} = C_r * I_{tend}$	Ecuación 3.15 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 15
Ec.10.3-10(1)	$C_r = 0.9 * (1 - e^{-0.28(L/D)})^{2.8}$	Ecuación 3.16 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 16
Ec.10.3-10(2)	$C_r = 0.721 + 0.00725 * (L/D)$	Ecuación 3.17 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 16
Ec.10.3-11	$I_{eff} = \frac{1}{(\gamma/I_{tend}) + (1/I_{comp})}$	Ecuación 3.18 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 16
Ec.10.3-12	$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1$	Ecuación 3.19 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 16
Ec.10.4-1	$W = w * B * L$	Ecuación 4.2 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 17
Ec.10.4-2	$B_j = C_j * (D_s/D_j)^{1/4} * L_j$	Ecuación 4.3a Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 17
Ec.10.4-3	$B_g = C_g * (D_j/D_g)^{1/4} * L_g$	Ecuación 4.3b Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 18
Ec.10.4-4	$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} * W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} * W_g$	Ecuación 4.4 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 18
Ec.10.4-5	$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_j} * \Delta_g$	Ecuación 4.5 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 18
Ec.10.4-6	$\Delta_{jp} = \Delta_{oj}/N_{eff}$	Ecuación 4.6 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 19
Ec.10.4-7	$N_{eff} = 0.49 + 34.2 \frac{d_e}{s} + (9 * 10^{-9}) \frac{L_j^4}{I_t} - 0.00059 \left( \frac{L_j}{s} \right)^2 \geq 1.0$	Ecuación 4.7 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 19
Ec.10.4-8	$\Delta_p = \Delta_{jp} + (\Delta_{gp}/2)$	Ecuación 4.8 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 19
Ec.10.4-9	$\Delta = \frac{P_1 * L^3}{48 * E * I_f}$	Ecuación 4.9 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 19
Ec.10.5-1	$f_n \geq (f_n)_{req'd} = f * \sqrt{1 + \frac{k}{(a_o/g)} * \frac{\alpha_i * w_p}{w_t}}$	Ecuación 5.1 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 37
Ec.10.5-2	$2 * W_c * y^2/L * B$	Sección 5.2 Design Guide 11: Floor Vibrations Due To Human Activity, AISC página 38

## **ANEXO B: Tablas de diseño**

Tabla N° 1

<b>TABLE USER NOTE F1.1</b> <b>Selection Table for the Application</b> <b>of Chapter F Sections</b>				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes, other than single angles	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

# **ANEXO C: Referencias de los ejercicios para la validación**

**Tabla N°1: Validación del diseño de vigas convencionales**

<b>Número</b>	<b>Ejercicio</b>	<b>REFERENCIA</b>
1	F.1-1A	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-6
	F.1-1B	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-8
2	F.1-2A	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-9
	F.1-2B	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-10
3	F.1-3A	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-12
	F.1-3B	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-14
4	F.3A	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-22
	F.3B	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-24
5	F.4	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. F-26
6	9-1	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 269
7	9-2	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 270
8	9-3	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 271
9	9-6	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 282
10	9-7	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 284
11	9-8	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 287
12	9-9	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 288
13	9-10	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 289
14	9-11	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 293
15	7.4.1	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 329
16	7.6.1	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 334
17	9.9.1	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 433
18	9.9.2	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 435
19	9.9.3	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 437
20	9.9.5	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 444

**Tabla N°2: Validación del diseño de columnas convencionales**

1	E.1A	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. E-4
2	E.1B	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. E-6
3	8.8.2	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 416
4	E.4A (a)	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. E-21
5	E.4A (b)	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. E-21
6	E.4B	Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pag. E-25
7	5-2	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 150
8	5-5	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 156
9	6-1	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 165
10	6-2	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 167
11	6-3	Diseño de estructuras de acero McCormac 5TA EDICION, Pag. 169
12	8.7.1 (a)	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 408
13	8.7.1 (b)	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 409
14	8.7.2	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 410
15	8.10.1	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 434
16	8.10.2	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 435
17	8.10.3	Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, VINNAKOTTA, Pag. 436
18	6.10.1	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 268
19	6.10.2	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 270
20	6.10.3	Estructuras de acero: Diseño y comportamiento, Salmon, Pag. 272

**Tabla N°3: Validación del diseño de vigas y columnas en un SMF.**

Número	Ejercicio	REFERENCIA
1	4.3.2	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 4-42
2	4.3.3	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 4-46
3	4.3.4	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 4-57

**Tabla N°4: Validación del diseño de vigas, columnas y arriostres en un SCBF.**

Número	Ejercicio	REFERENCIA
1	5.3.1	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-87
2	5.3.3	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-98
3	5.3.4	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-104
4	5.3.5	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-119

**Tabla N°5: Validación del diseño de vigas, columnas y arriostres en un EBF.**

<b>Número</b>	<b>Ejercicio</b>	<b>REFERENCIA</b>
1	5.4.2	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-340
2	5.4.3	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-353
3	5.4.4	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-362
4	5.4.5	Manual de diseño sísmico, AISC 327-10, Pag. 5-367

**Tabla N°6: Validación del entrepiso debido a vibraciones**

<b>Número</b>	<b>Ejercicio</b>	<b>REFERENCIA</b>
1	4.2	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 22
2	4.4	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 23
3	4.6	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 29
4	4.8	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 33
5	4.10	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 35
6	5.2	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 40
7	5.4	Guía de diseño 11, AISC, Pag. 43

**ANEXO D: Manual de usuario de**  
**PARFS-SGK 2019 v1.0**

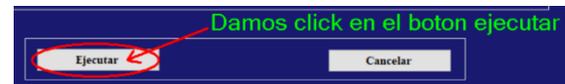
**Ejercicio 1:** Ejemplo F.1-1A, Ejemplos de diseño, Versión 14.0, AISC, Pág. F-6.

**Paso 1:** Abrimos el software.

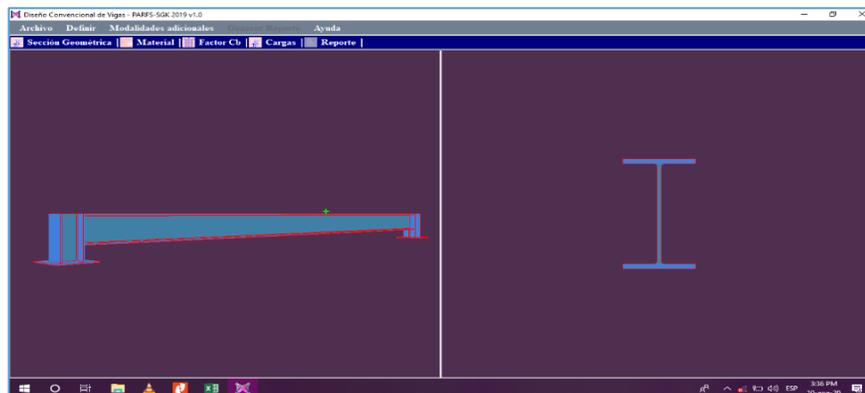
**Paso 2:** Elegimos la modalidad. Podemos elegir la modalidad de revisión si se el usuario está interesado en chequear una sola sección transversal, o podemos elegir la modalidad de diseño si el usuario está interesado en comparar una serie de perfiles y elegir el más óptimo o económico. Para el presente ejercicio seleccionaremos la modalidad de diseño.



**Paso 3:** Seleccionamos el sistema o miembro y damos clic izquierdo en ejecutar.

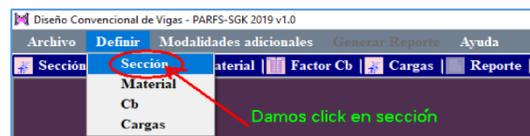
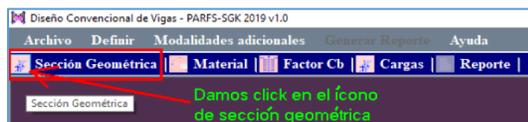


Se abrirá una interfaz como la siguiente.



**Paso 4:** Seleccionamos la lista de perfiles a utilizar en el diseño.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de sección geométrica. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Definir > Sección > Clic izquierdo.

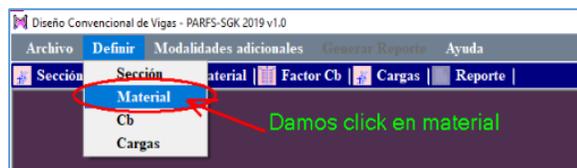
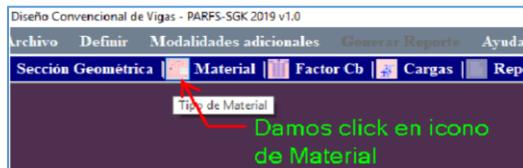


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



**Paso 5:** Definimos el material a utilizar en el diseño.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Material. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Definir >Material> Clic izquierdo.

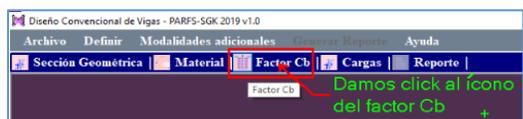


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



**Paso 6:** Asignamos el factor Cb (Factor por gradiente de momentos) a utilizar en el diseño.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono del Factor Cb. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Definir > Factor Cb > Clic izquierdo.

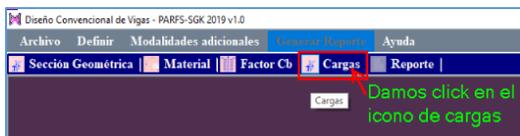


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.

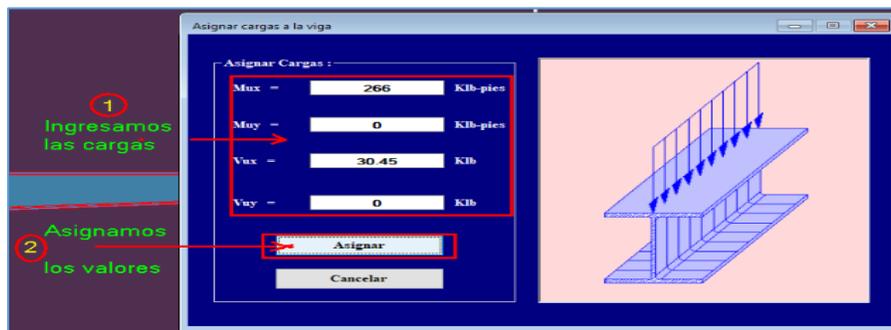


**Paso 7:** Asignamos las cargas solicitadas en el miembro.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Cargas. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Definir > Cargas > Clic izquierdo.



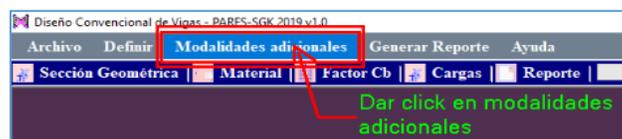
A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



**Paso 8:** Modalidades adicionales.

En el presente problema es necesario controlar la deflexión del miembro a través del concepto de inercia mínima. Para agregar al diseño la revisión de la inercia mínima se realizarán las siguientes indicaciones.

Nos dirigimos al toospace y damos clic en Modalidades adicionales.

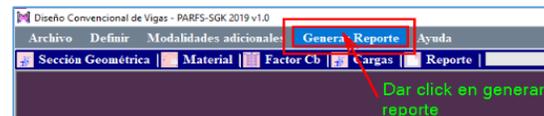
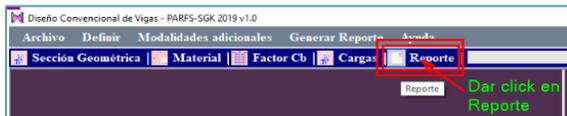


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.

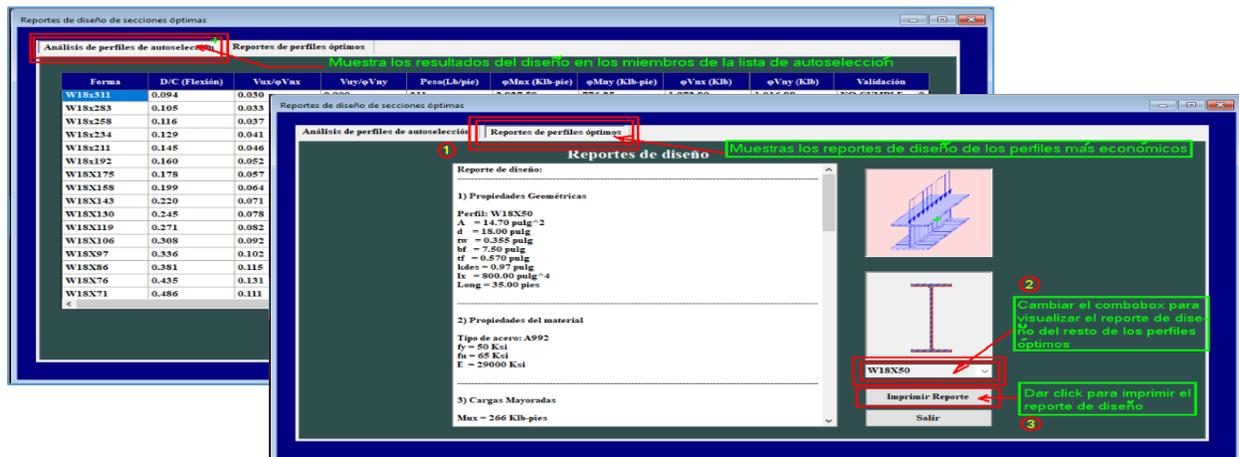


**Paso 9:** Diseñar el miembro.

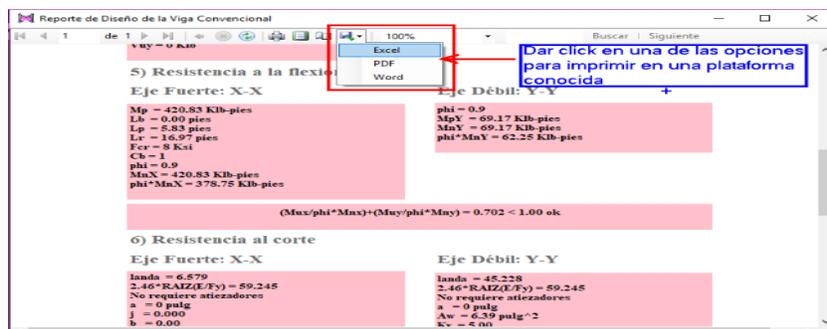
Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Reporte. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Generar reporte > Clic izquierdo.



A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



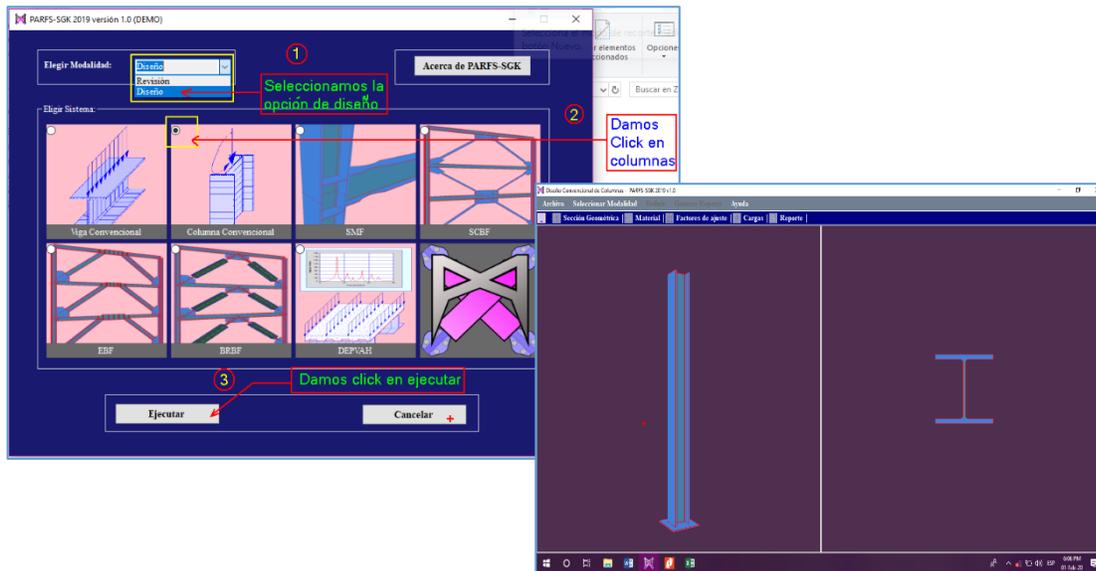
Una vez que damos clic en imprimir reporte se abre una ventana para exportar el reporte a Excel, pdf o Word.



**Ejercicio 2:** Ejemplo 5-2, Diseño de estructuras de acero, McCormac, 5ta ed., Pág. 150.

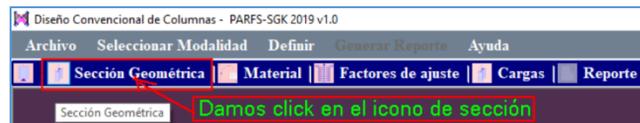
**Paso 1:** Abrimos el software.

**Paso 2:** Seleccionamos el sistema o miembro y damos clic izquierdo en ejecutar.



**Paso 3:** Seleccionamos la lista de perfiles a utilizar en el diseño.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de sección geométrica. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir > Sección > Clic izquierdo.



A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.

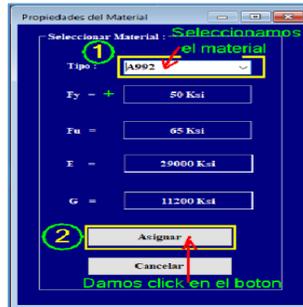


**Paso 4:** Definimos el material a utilizar en el diseño.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Material. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir > Material > Clic izquierdo.



A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



**Paso 5:** Asignamos los factores de longitud efectiva para el diseño de columnas.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de factores de ajuste. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir > factores de ajustes > Clic izquierdo.

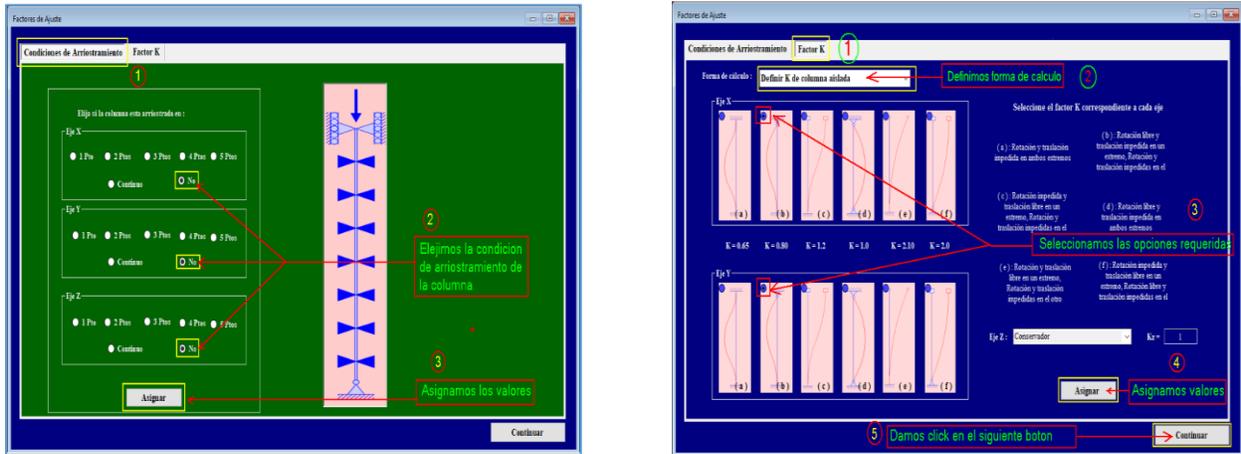


**Paso 6:** Asignamos los factores de longitud efectiva.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de factores de ajuste. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir > factores de ajuste > Clic izquierdo.



A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostrada.

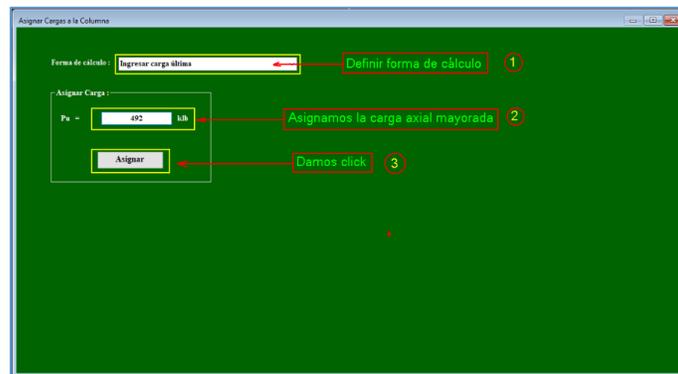


**Paso 7:** Asignamos las cargas solicitadas en el miembro.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Cargas. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir > Cargas > Clic izquierdo.

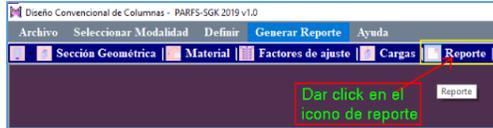


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.

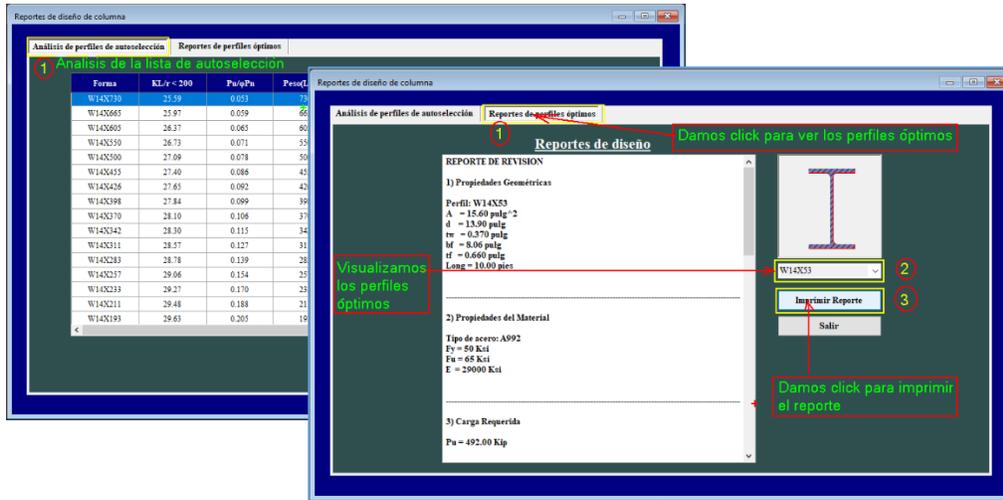


**Paso 8:** Diseñar el miembro.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Reporte. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Generar reporte > Clic izquierdo



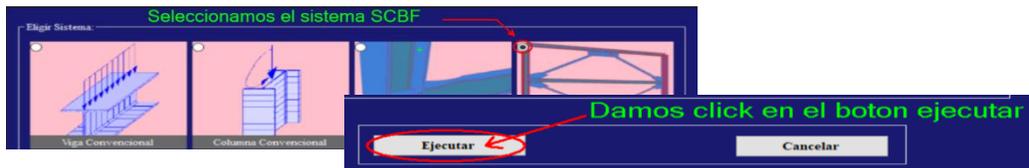
A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



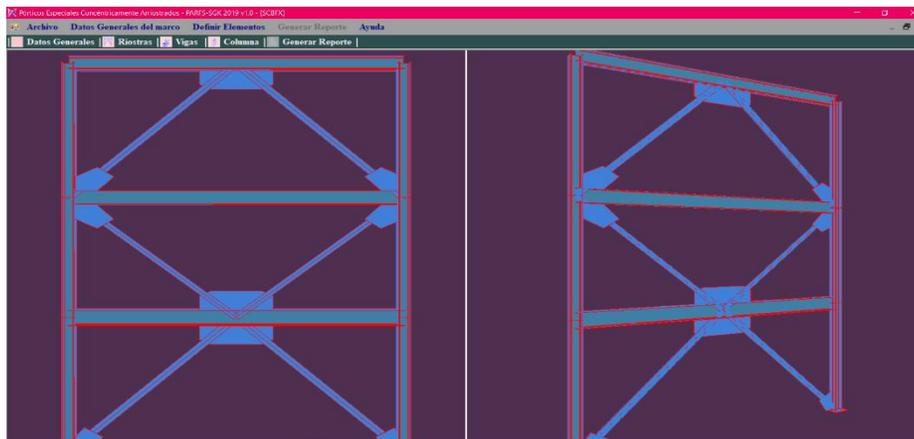
### Ejercicio 3: Ejemplo 5.3.1, Manual de diseño sísmico, AISC, Pág. 5-87.

**Paso 1:** Abrimos el software.

**Paso 2:** Seleccionamos el sistema o miembro y damos clic izquierdo en ejecutar.



Se abrirá una interfaz como la siguiente.

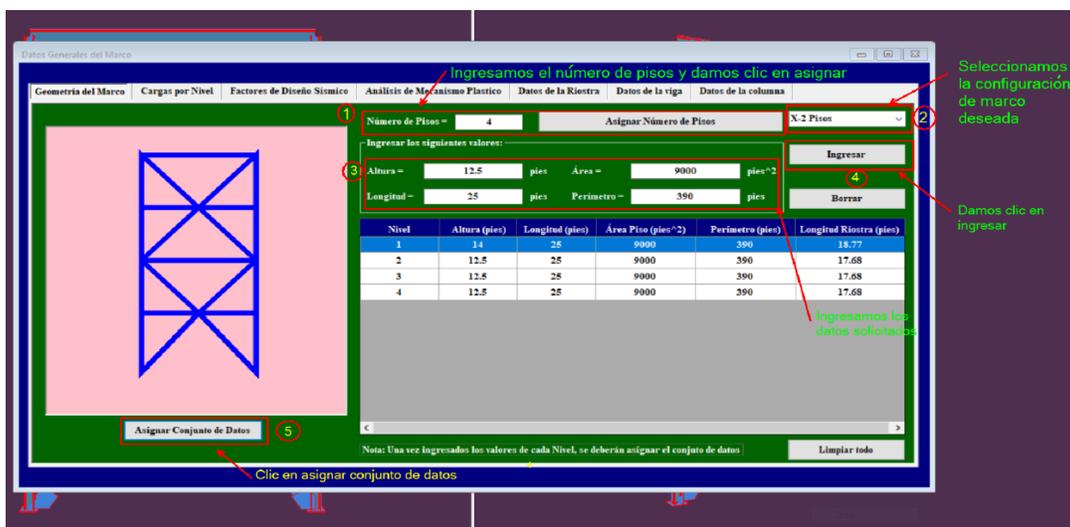


### Paso 3: Ingresamos la información general del marco.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de datos generales. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Datos generales.



A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



En caso de que los valores varíen de un nivel a otro, solo posicionamos el cursor en la casilla correspondiente donde se quiere modificar el valor y presionamos el botón ingresar cuantas veces sea necesario según el número de pisos existentes.

De haber ingresado un valor erróneo damos clic en borrar y se eliminará la última fila ingresada como se muestra a continuación.



Luego volvemos a ingresar el valor correspondiente, nuevamente damos clic en ingresar y asignamos el conjunto de datos.

El botón Limpiar todo elimina todos los valores ingresados en la casilla y el registro de la información guardada.



**Paso 4:** Definimos las cargas por nivel de piso a utilizar en el diseño.

Damos clic en el botón Cargas por nivel como se muestra en la siguiente imagen.



Luego se deben realizar los siguientes pasos mostrados.

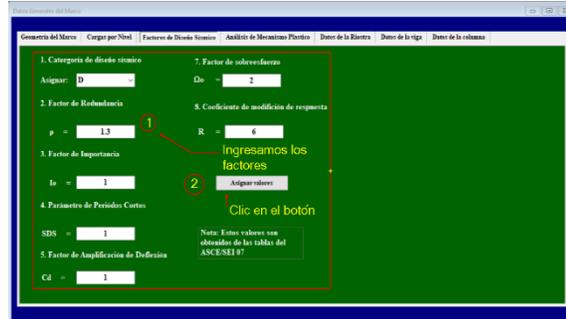
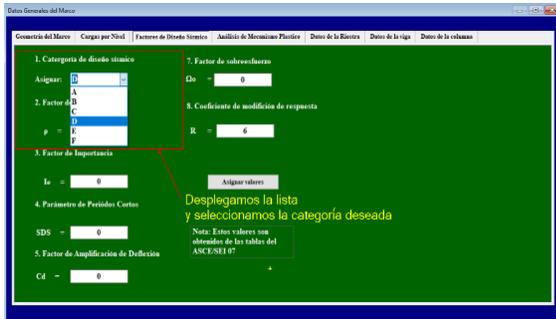


Los botones Borrar y Limpiar tienen la misma función que las indicadas en el paso anterior.

**Paso 5:** Definimos los factores de diseño sísmico.



Primero es necesario seleccionar la categoría sísmica de la lista desplegable como se muestra a continuación, luego se siguen los pasos indicados.

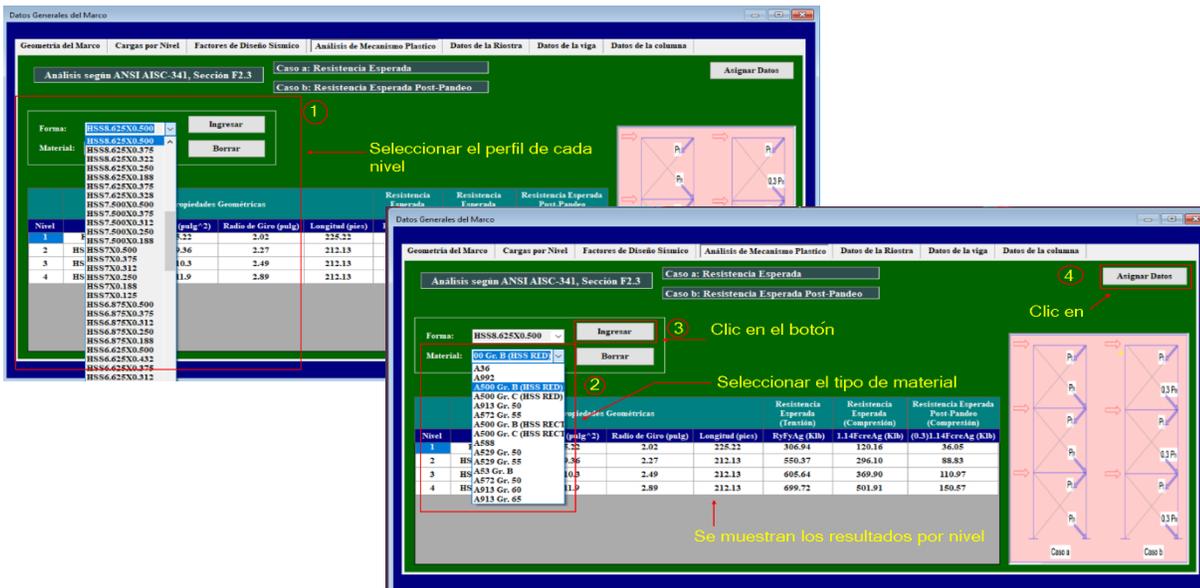


**Paso 6:** Realizamos el análisis de mecanismo plástico.

Damos clic en el botón Análisis de Mecanismo Plástico como se muestra en la siguiente imagen.



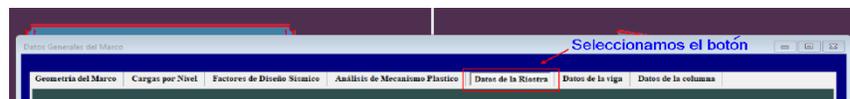
Para realizar el análisis es necesario ingresar el perfil de riostra de cada nivel, así como el material. Esto se muestra en las imágenes a continuación.

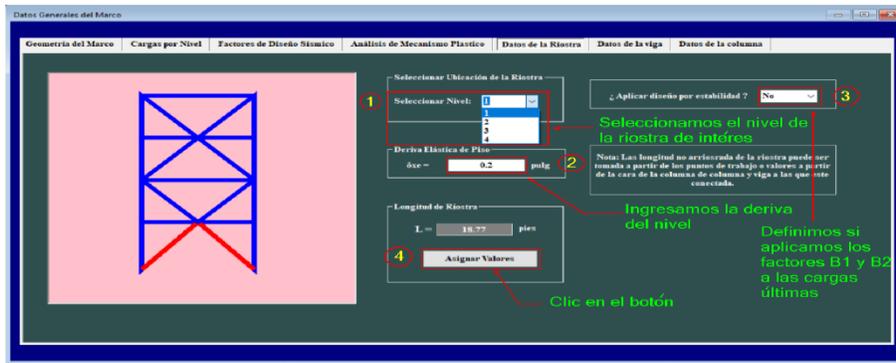


El botón Borrar de forma análoga al paso 3 tiene la función de eliminar la última fila anexada en el visualizador esto en caso de haber ingresado un valor de forma errónea.

**Paso 7:** Definir datos generales de la riostra.

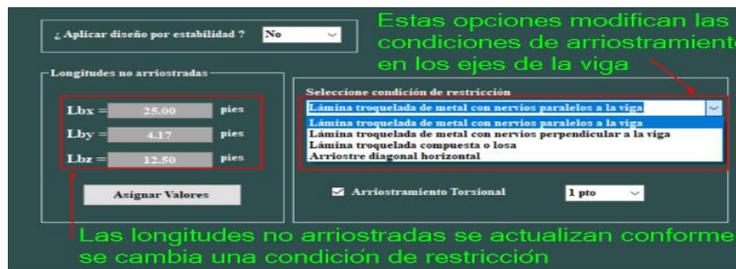
Hacemos clic en el botón correspondiente y luego seguimos las indicaciones.



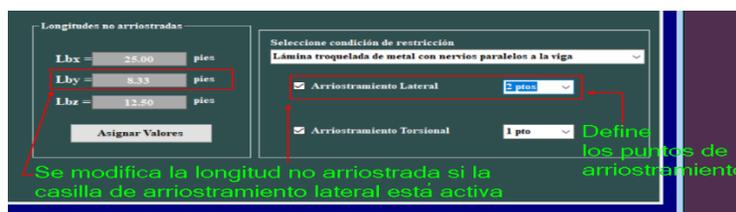


**Paso 8:** Definir datos generales de la viga.

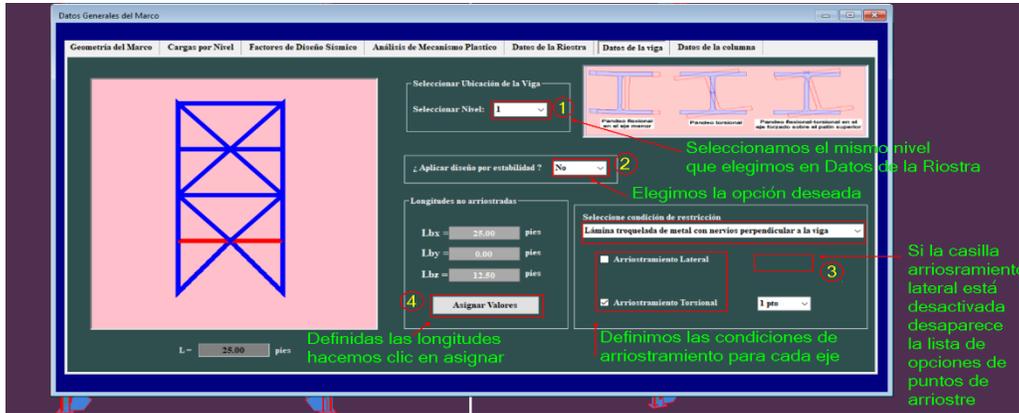
El tipo de losa que soporta la viga define la forma en que ésta es arriostrada, el programa presenta 4 opciones que modifican las longitudes no arriostradas como se muestra a continuación.



EL número de puntos en que la viga se arriostra (si lo está) también es algo que al usuario le es posible definir.

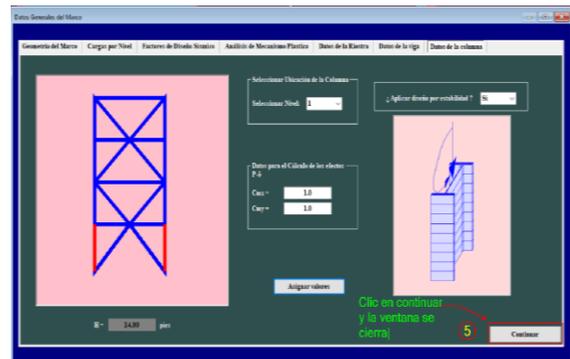
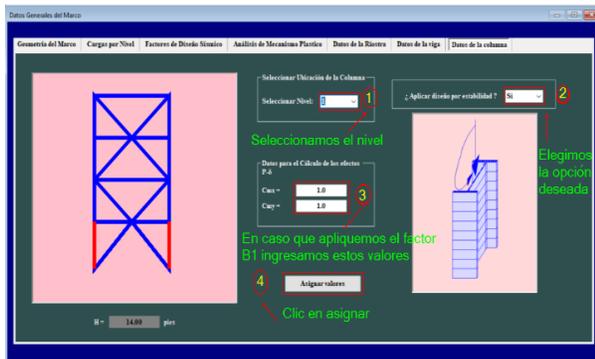


Conociendo las condiciones de restricción de la viga se procede realizar las indicaciones mostradas.



**Paso 8:** Definir datos generales de la columna.

Dando clic en Datos de la columna aparecerá la siguiente ventana y se seguirán los pasos mostrados.



**Paso 9:** Ingresar los datos necesarios para el diseño de la riostra.

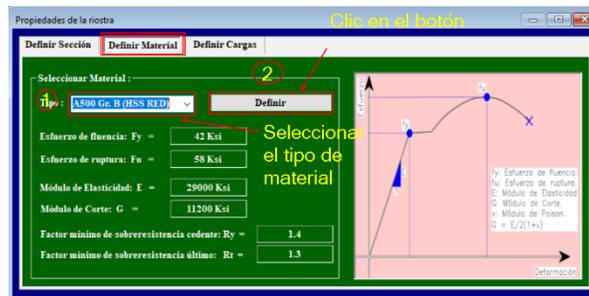
Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Riostras. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir Elementos > Riostras > Clic izquierdo.



Dando clic en Riostras aparecerá la siguiente ventana y se seguirán los pasos mostrados.



Una vez que se asignaron las propiedades geométricas seleccionamos el botón de Definir material y realizamos los pasos indicados.



Finalmente se asignan las cargas, damos clic en Definir Cargas y seguimos las indicaciones mostradas.

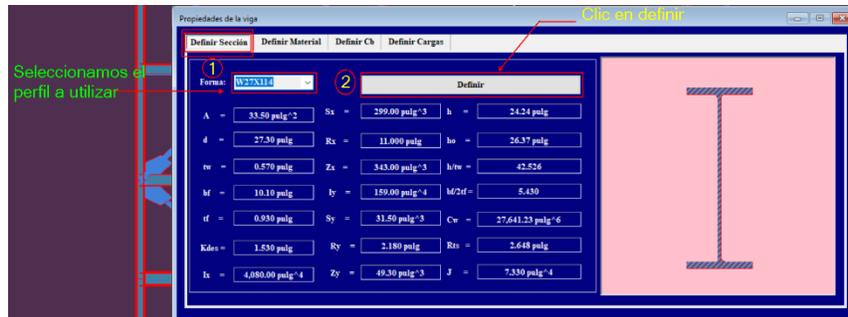


**Paso 10:** Ingresar los datos necesarios para el diseño de la viga.

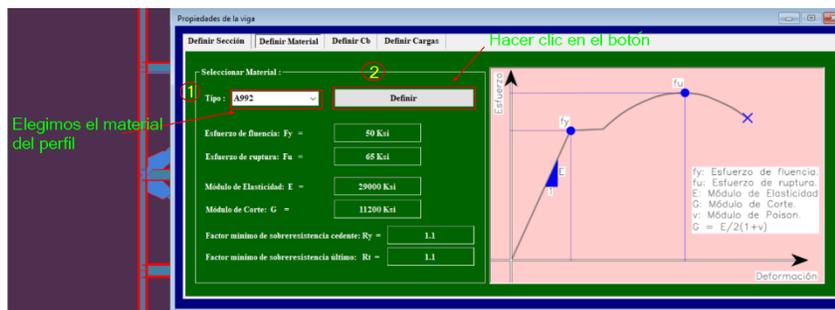
Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Vigas. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Definir Elementos > Vigas > Clic izquierdo.



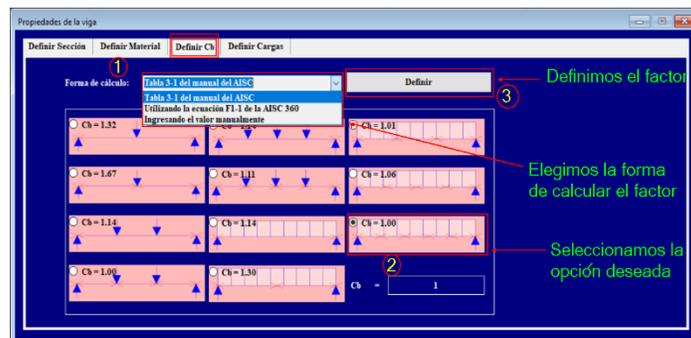
Una vez que damos clic se mostrara la siguiente ventana y se seguirán los pasos indicados.



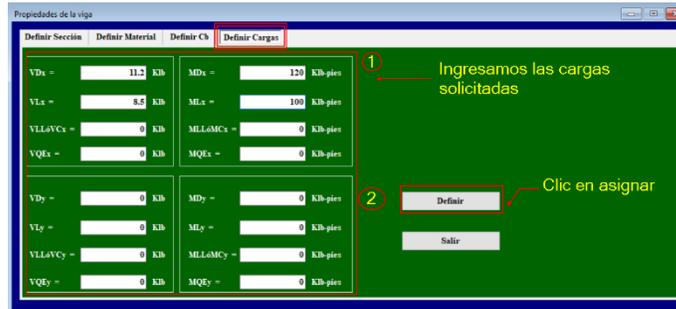
Una vez que se asignaron las propiedades geométricas seleccionamos el botón de Definir material y realizamos los pasos indicados.



A continuación, se hará clic en la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



Finalmente se asignan las cargas, damos clic en Definir Cargas y seguimos las indicaciones mostradas.



**Paso 11:** Ingresar los datos necesarios para el diseño de la columna.

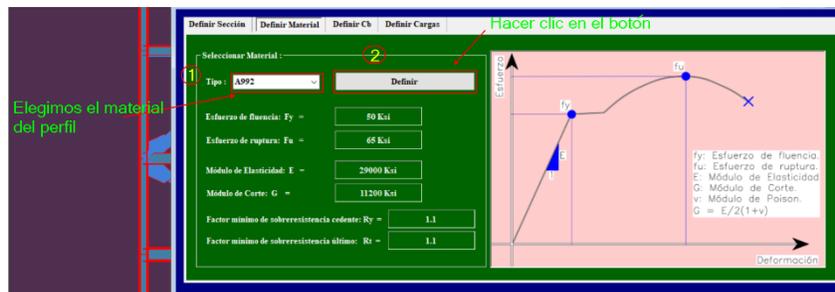
Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Columnas. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir Elementos > Columnas > Clic izquierdo.



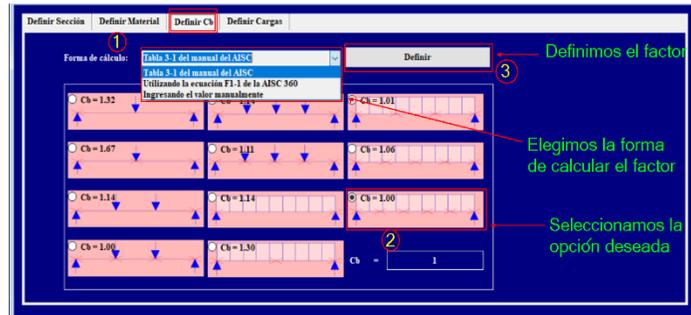
Una vez que damos clic en Definir sección se mostrara la siguiente ventana y se seguirán los pasos indicados.



Una vez que se asignaron las propiedades geométricas seleccionamos el botón de Definir material y realizamos los pasos indicados.



A continuación, se hará clic en la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas

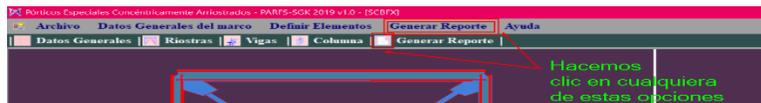


Finalmente se asignan las cargas, damos clic en Definir Cargas y seguimos las indicaciones mostradas.

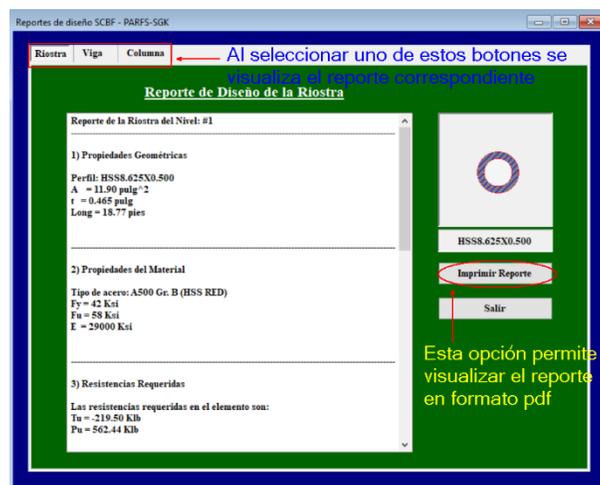


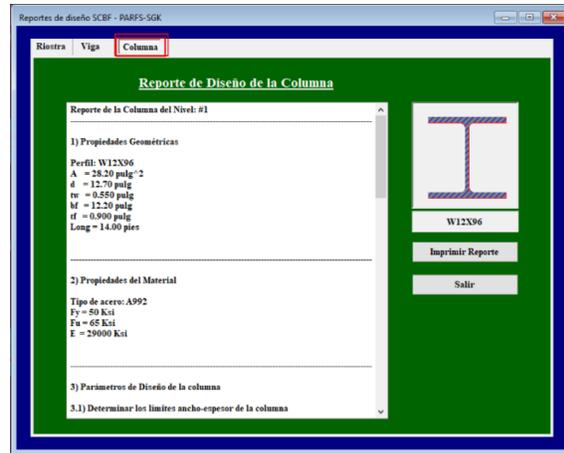
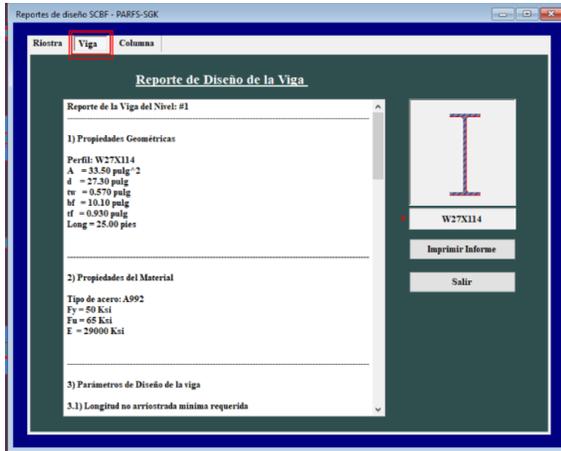
### Paso 12: Generar reporte.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Generar Reporte. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Generar reporte > Clic izquierdo.

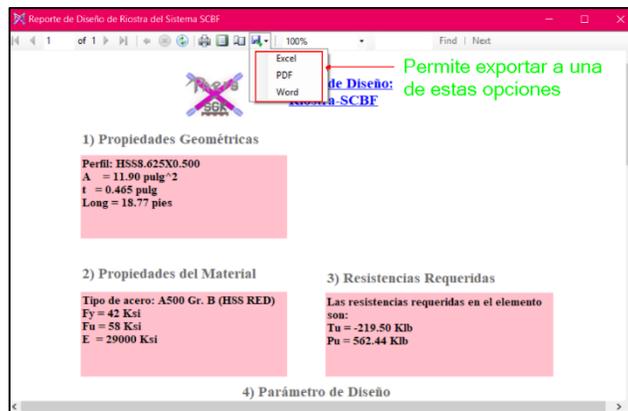


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.





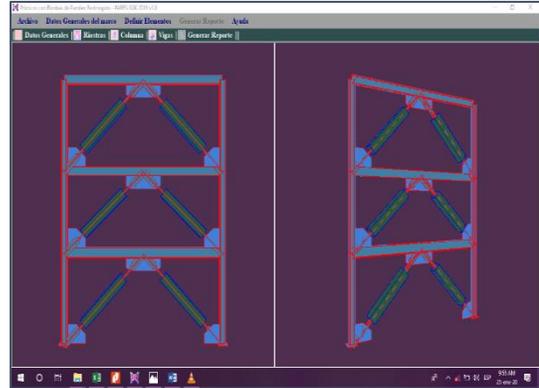
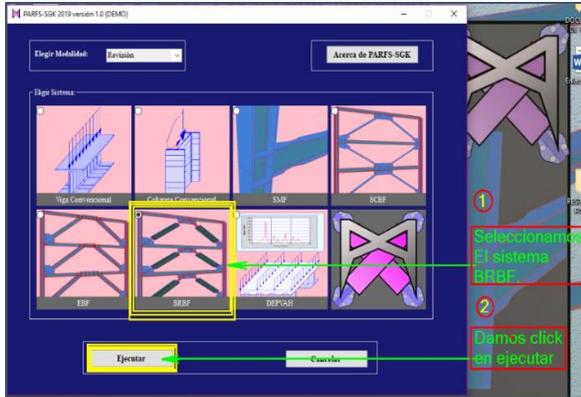
Una vez que damos clic en imprimir reporte se abre una ventana para exportar el reporte a Excel, pdf o Word.



**Ejercicio 4:** Ejemplo 5.5.1, Manual de diseño sísmico, AISC, Pág. 5-418.

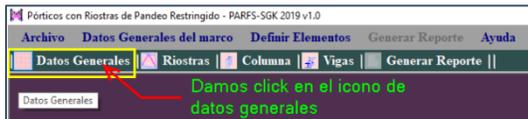
**Paso 1:** Abrimos el software.

**Paso 2:** Seleccionamos el sistema o miembro y damos clic izquierdo en ejecutar. Posteriormente se abrirá una interfaz como en la figura derecha.

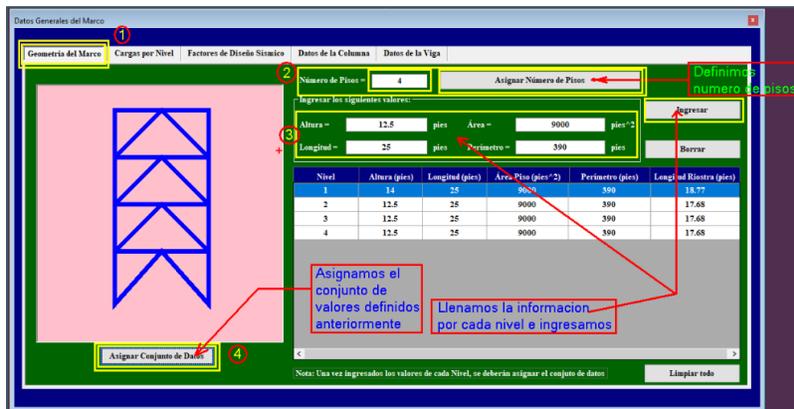


**Paso 3:** Ingresamos la información general del marco.

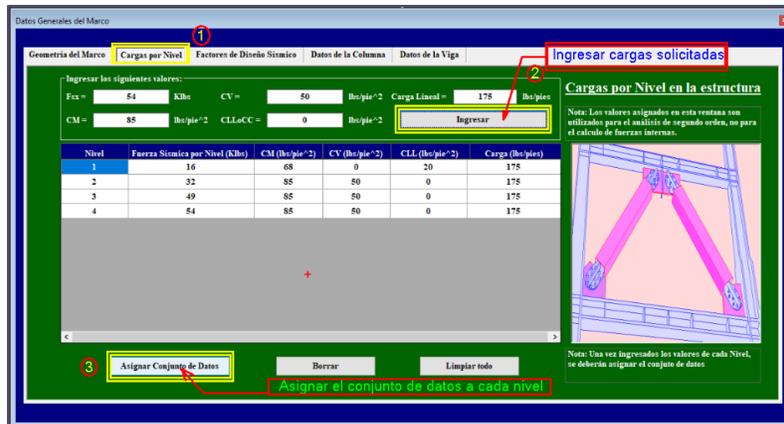
Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de datos generales. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Datos generales.



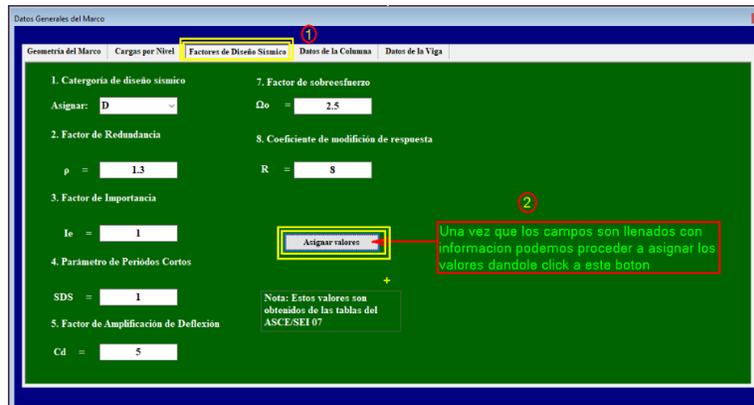
A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



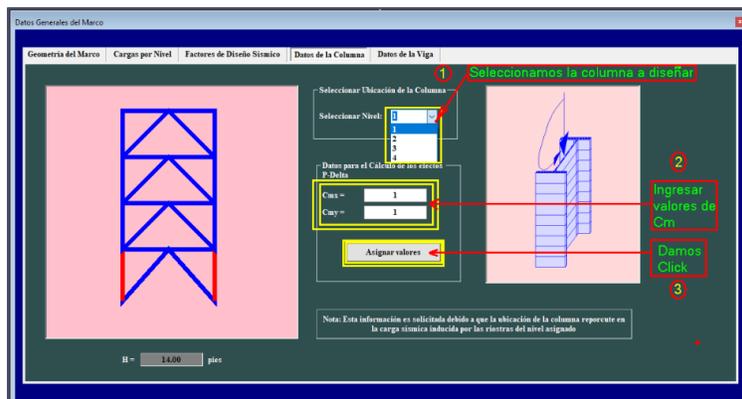
**Paso 4:** Definimos las cargas por nivel de piso a utilizar en el diseño.



**Paso 5:** Definimos los factores de diseño sísmico.

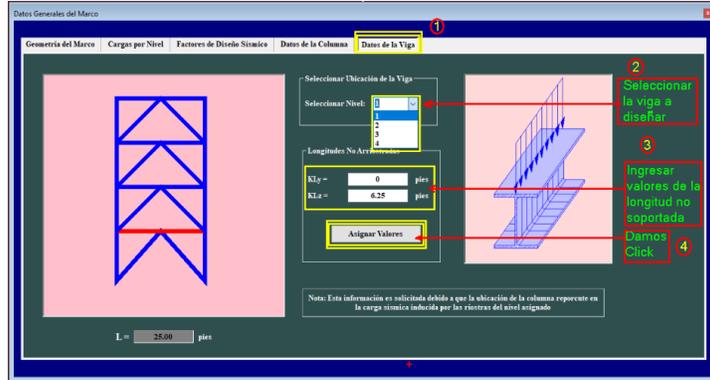


**Paso 6:** Definir datos generales de la columna.

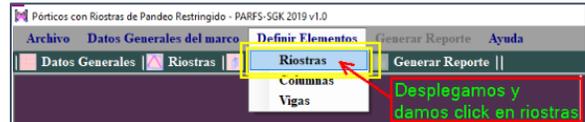


**Paso 7:** Definir datos generales de la viga.

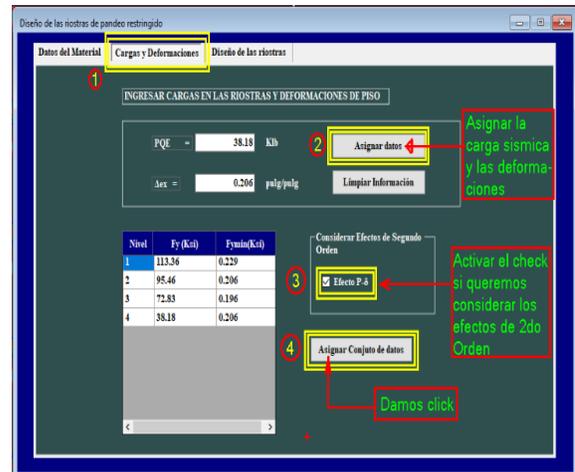
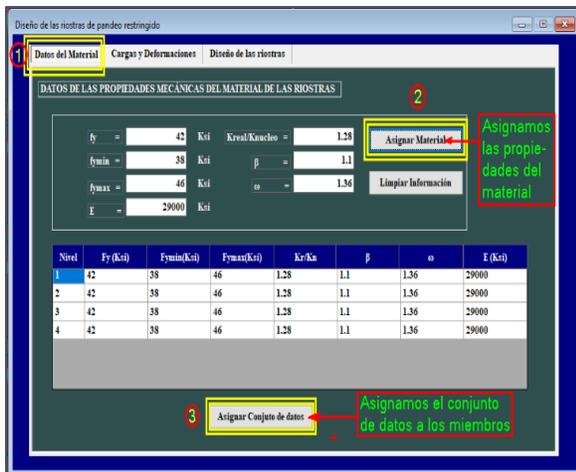
Posteriormente, aparecerá un botón en la parte inferior derecha con el nombre de continuar. Damos clic en el botón y proseguimos.



**Paso 8:** Definir datos para el diseño de la riostra. Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de riostras. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir elementos > Riostras.

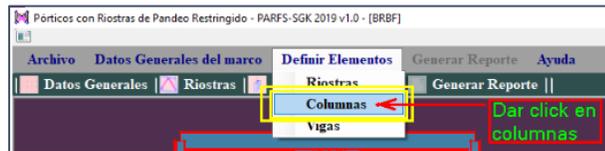
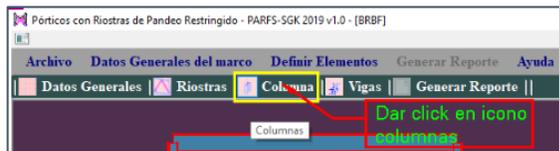


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.



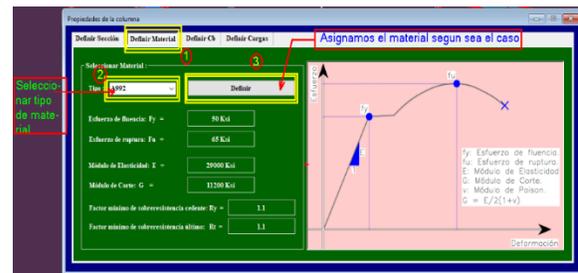
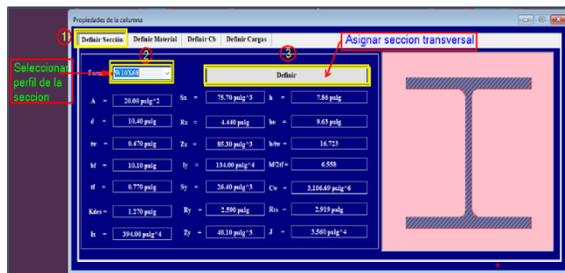


**Paso 9:** Definir datos para el diseño de la columna. Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de columnas. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir elementos > columnas.

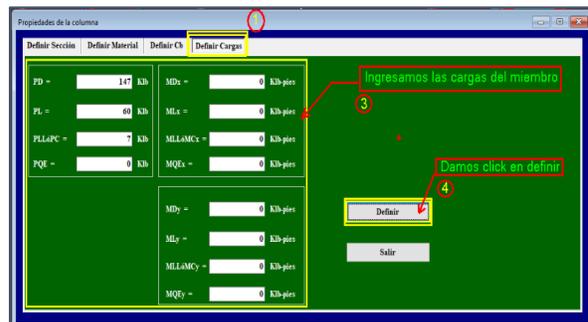
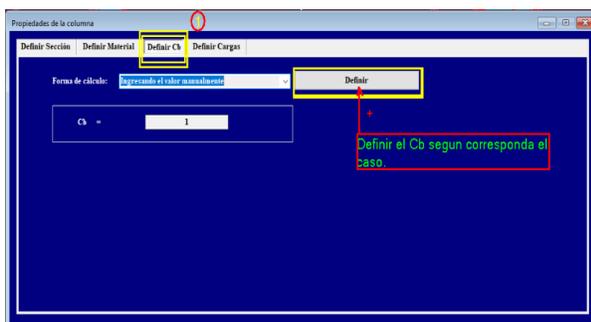


A continuación, se abrirá la siguiente ventana y se seguirán las indicaciones mostradas.

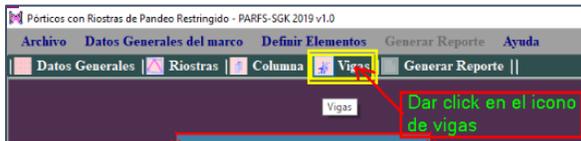
### Asignar perfil de la sección transversal y el tipo de material



### Asignar el Cb y las cargas actuantes



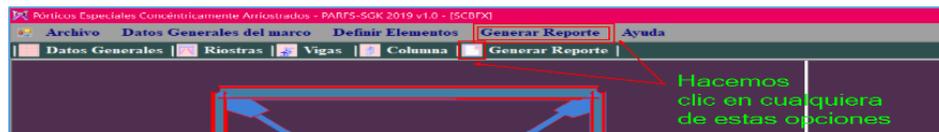
**Paso 10:** Definir datos para el diseño de la viga. Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de vigas. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Definir elementos > vigas.



A continuación, se repetirá el paso número 9 pero para vigas.

**Paso 11:** Generar reporte.

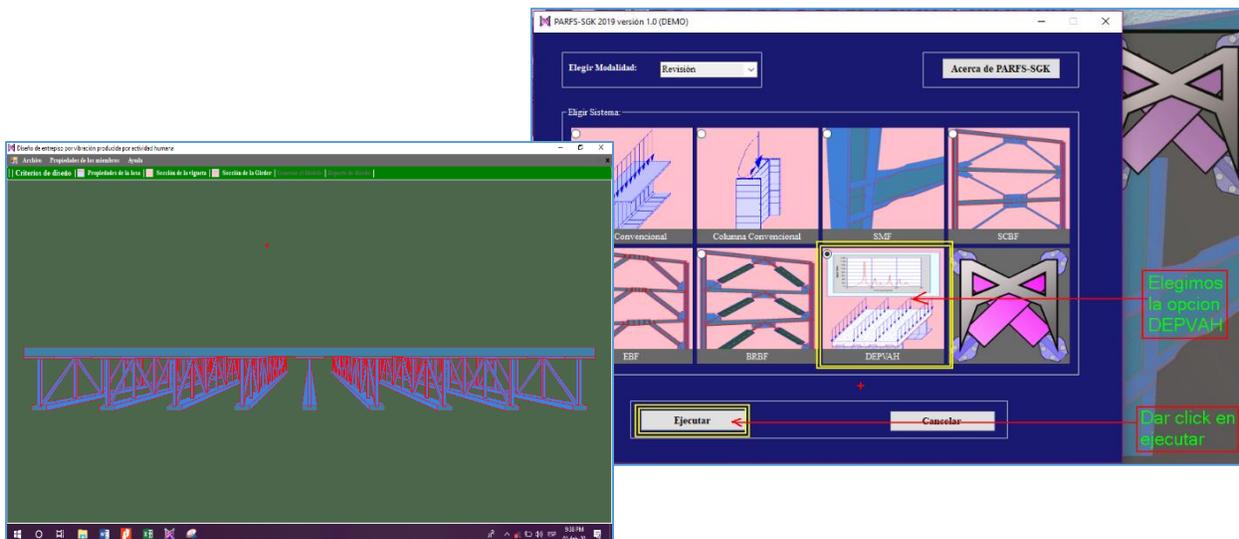
Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de Generar Reporte. De manera alternativa podemos dirigirnos al toospace > Generar reporte > Clic izquierdo.



**Ejercicio 5:** Ejemplo 4.2. Guía de diseño 11, AISC, Pág. 22.

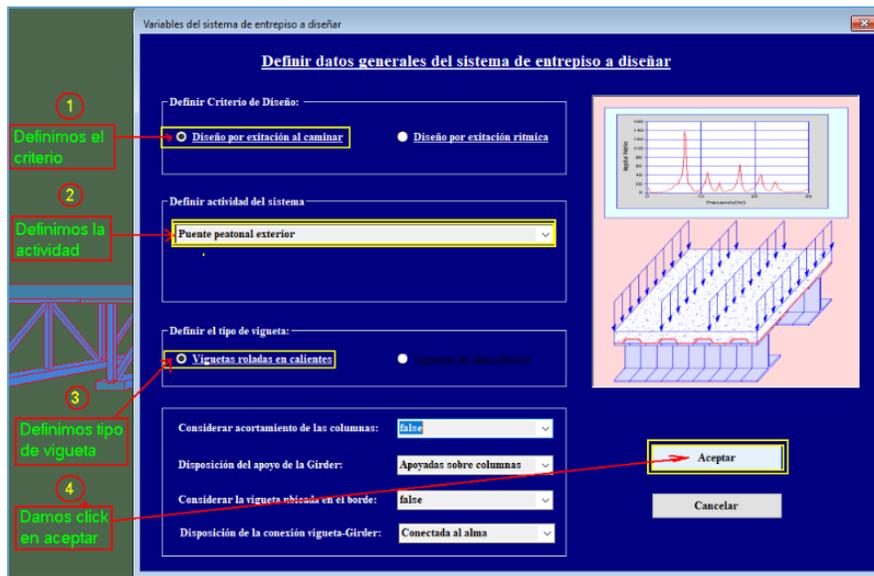
**Paso 1:** Abrimos el software.

**Paso 2:** Seleccionamos el sistema o miembro y damos clic izquierdo en ejecutar. Posteriormente se abrirá una interfaz como en la figura derecha.



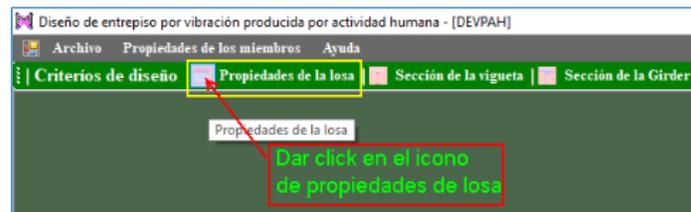
**Paso 3:** Asignamos las variables cualitativas de sistema de piso.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en Criterio de diseño.

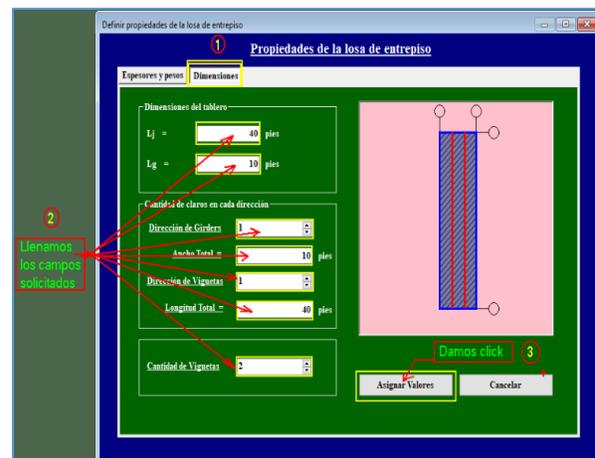
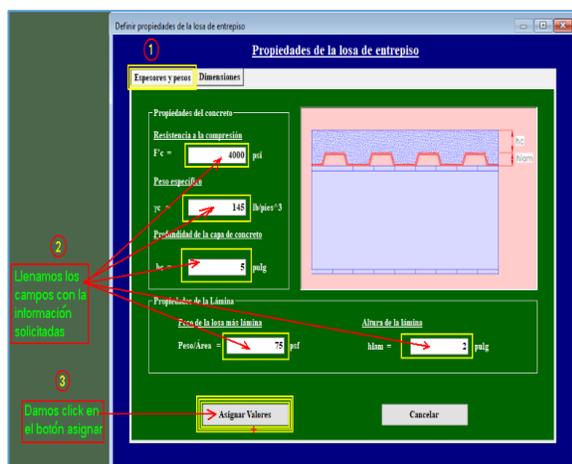


**Paso 4:** Asignamos las propiedades de la losa.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de propiedades de la losa.

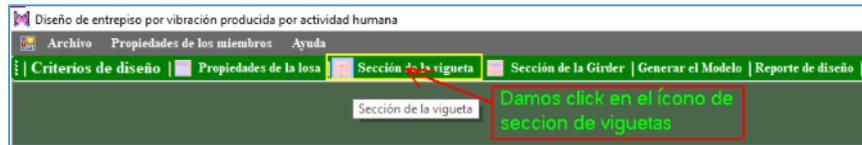


A continuación, se mostrará la siguiente ventana y se seguirán las siguientes indicaciones.

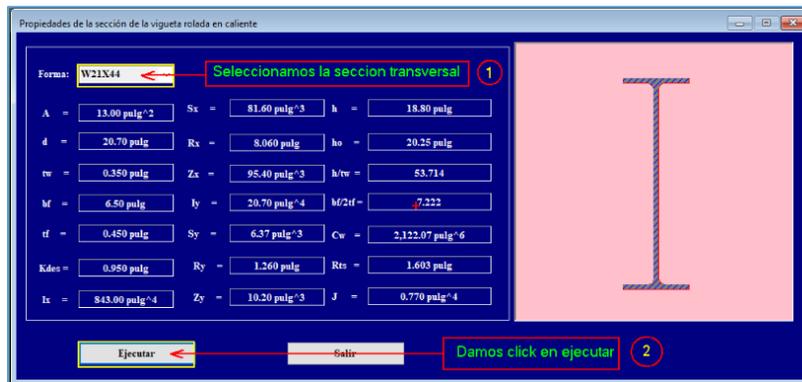


**Paso 5:** Asignamos la sección transversal de la vigueta.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en el icono de sección geométrica. De manera alternativa podemos dirigirnos al toolspace > Definir > Sección > Clic izquierdo.



A continuación, se mostrará la siguiente ventana y se seguirán las siguientes indicaciones.

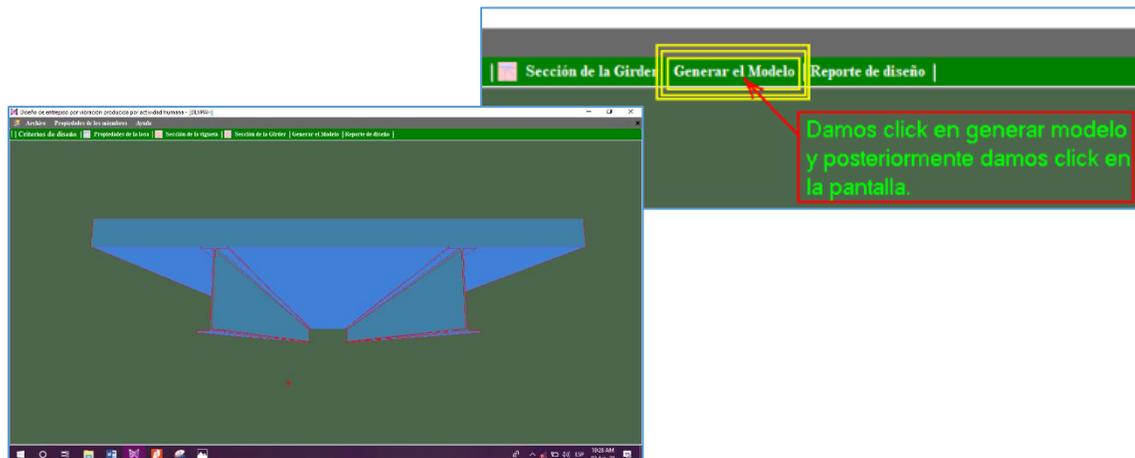


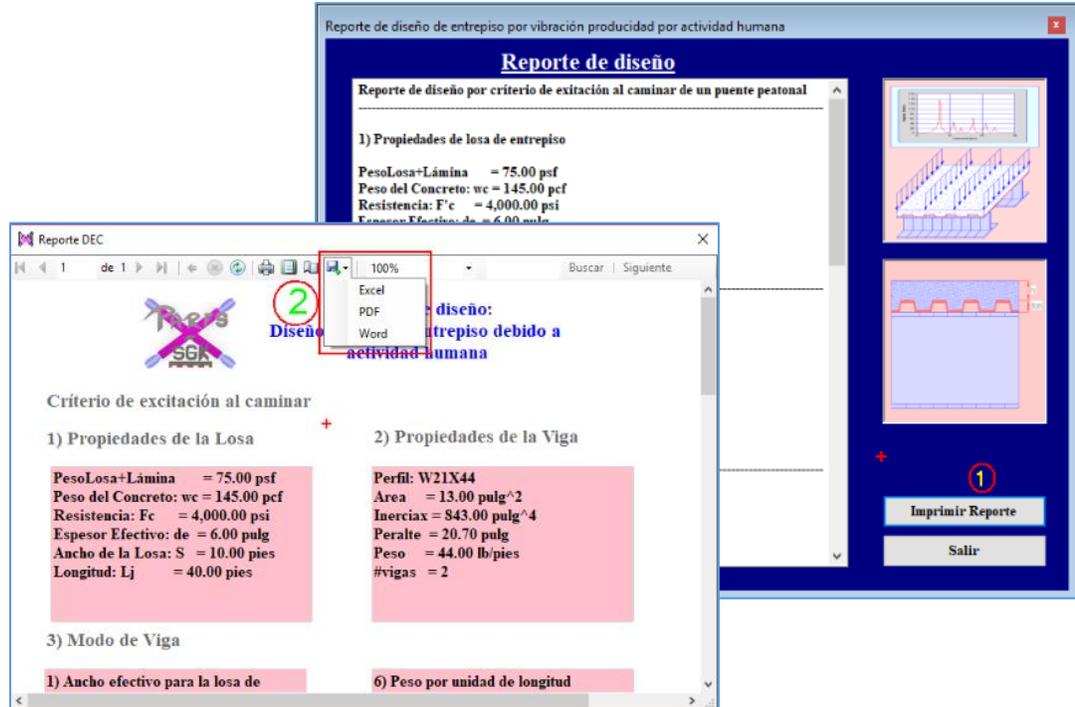
**Paso 6:** Asignamos la sección transversal de la viga maestra o traves.

Repetir el paso 5 para la sección de las traves en caso de que sean necesarios.

**Paso 7:** Generamos reportes de diseño.

Nos dirigimos al toolbar y damos clic en reporte de diseño. Además, podemos visualizar nuestro modelo mediante las indicaciones siguientes.





Para obtener mayor información del software tal como: detalles de instalación y videos tutoriales se muestran los siguientes enlaces donde podrá acceder a ellos.

Enlace a la lista de reproducción de los videos tutoriales

<https://www.youtube.com/playlist?list=PLO6cJiOATcQAOtN16weBFWHIM8nHTBBzR>

Videos

<https://youtu.be/vBCYyYEmGu0>

<https://youtu.be/8pr0jBcn0bQ>

<https://youtu.be/azRbE1sLgsl>

<https://youtu.be/q3s-V6vi6T8>

<https://youtu.be/yNVdgDk32Qk>

<https://youtu.be/ga8JvPiT8mk>

<https://youtu.be/yKVVFnB5dE>

<https://youtu.be/1I4ty2kAQY0>

<https://youtu.be/maq55ydrGts>