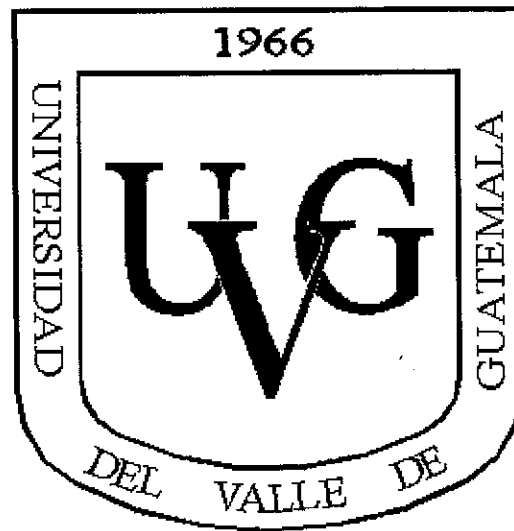


**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

**Facultad de Ciencias y Humanidades**

**Departamento de Ingeniería Civil**



**DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD) DE  
EDIFICIO DE ACERO DE SEIS NIVELES, CON COMBINACION  
CUADRÁTICA COMPLETA (CQC) PARA ANÁLISIS SÍSMICO**

**MARIO ADOLFO CHAVARRIA PEINADO**

**Guatemala**

**2002**

**Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)  
de edificio de acero de seis niveles,  
con Combinación Cuadrática Completa (CQC)  
para análisis sísmico**

**UNIVERSIDAD DEL VALLE  
DE GUATEMALA**

**Facultad de Ciencias y Humanidades**

**BIBLIOTECA  
DE LA  
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

**Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de edificio de  
acero de seis niveles, con Combinación Cuadrática Completa (CQC)  
para análisis sísmico**

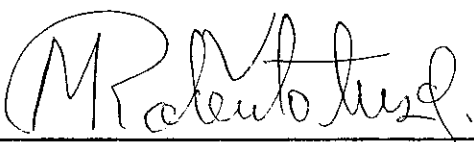
**MARIO ADOLFO CHAVARRIA PEINADO**

**Trabajo de graduación presentado para optar al grado académico de  
Magíster in Scientie en Ingeniería Estructural**

**Guatemala**

**2002**

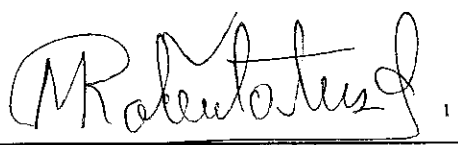
Vo. Bo.

(f)   
M.Sc. Milton Roberto Matus Izaguirre  
Asesor

Tribunal

(f)   
M.Sc. Jorge Sigfrido Arrivillaga Saravia

(f)   
M.Sc. Franklin Matzdorf Monroy  
Director del Departamento de Ingeniería Civil  
Universidad del Valle de Guatemala

(f)   
M.Sc. Milton Roberto Matus Izaguirre  
Asesor

Fecha de aprobación: Octubre de 2002

***Al Ingeniero:***

*Mario R. Chavarría A.*

## **AGRADECIMIENTOS:**

**A mis padres:**

Mario R. Chavarría  
Isabel de Chavarría

**A mi asesor:**

Por su ayuda y enseñanzas

Ing. Milton Matus

**Al Ing. Sigfrido Arrivillaga:**

Los conceptos, conocimientos, y criterios aprendidos de su persona fueron fundamentales para el desarrollo del presente trabajo.

**Al Ing. Franklin Matzdorf:**

Por la confianza depositada desde el inicio de mi carrera.

**A mis hermanas:**

Karla y Tania

**A mis amigos:**

Por su ayuda y amistad sincera

Gabriel Illescas  
Fernando Callejas  
Maco Zenteno  
Juan Fernando Rodas

**A la colaboración de:**

Marvel Pinelo  
Arq. Alejandro Jiménez  
Ing. Mario Ramírez

# CONTENIDO

	Página
<b>PREFACIO</b> .....	v
<b>LISTA DE TABLAS PRESENTADAS</b> .....	xiii
<b>LISTA DE FIGURAS PRESENTADAS</b> .....	ix
 <b>CAPÍTULOS:</b>	
<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>II. OBJETIVOS</b> .....	4
<b>A. GENERALES</b> .....	4
<b>B. ESPECÍFICOS</b> .....	4
 <b>III. CONCEPTOS GENERALES DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS</b>	
<b>DE ACERO POR EL MÉTODO LRFD</b> .....	6
<b>A. FUNDAMENTOS DE DISEÑO DE LRFD</b> .....	6
1. Introducción al concepto de diseño de LRFD .....	6
2. Estados límite .....	7
a. Estado límite de resistencia .....	7
b. Estado límite de servicio .....	7
3. Factores de carga .....	7
4. Factores de resistencia .....	9
5. Seguridad en la aplicación de las especificaciones LRFD .....	10
<b>B. MIEMBROS A TENSIÓN POR LRFD</b> .....	15
1. Distintos tipos de uniones en miembros a tensión .....	15
2. Relación de esbeltez en elementos a tensión .....	16
3. Especificaciones LRFD para miembros a tensión .....	16
<b>C. MIEMBROS A COMPRESIÓN POR LRFD</b> .....	19
1. Comportamiento de elementos a compresión .....	19
2. Columnas bajo carga axial .....	20
3. Relación de esbeltez para elementos de compresión .....	21

	Página
4. Especificaciones de LRFD para miembros a compresión .....	22
5. Longitud efectiva .....	26
6. Diseño por LRFD de perfiles W sujetos a compresión axial .....	32
<b>D. MIEMBROS A FLEXIÓN POR LRFD .....</b>	<b>33</b>
1. Introducción a los elementos a flexión .....	33
2. Soporte lateral .....	33
a. Soporte lateral continuo .....	33
b. Soporte lateral a determinado intervalo .....	33
3. Comportamiento de elementos a flexión .....	34
a. Pandeo plástico .....	35
b. Pandeo inelástico .....	35
c. Pandeo elástico .....	36
4. Compactibilidad de secciones .....	36
a. Secciones compactas .....	37
b. Secciones no compactas .....	37
c. Secciones esbeltas .....	37
5. Diseño de perfiles W sujetos a esfuerzos flexionantes .....	37
a. Pandeo plástico en la viga .....	38
b. Pandeo inelástico en la viga .....	39
c. Pandeo elástico .....	40
6. Especificaciones para esfuerzos de corte en elementos a flexión .....	41
<b>E. MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN POR LRFD .....</b>	<b>42</b>
1. Elementos a flexocompresión en edificios .....	42
2. Especificaciones LRFD para elementos viga-columna .....	42
<b>ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO DE CONEXIONES POR LRFD .....</b>	<b>44</b>
1. Tipos de conexiones en estructuras de marcos de edificios .....	44
a. Totalmente restringido .....	44
b. Marco simple .....	44
c. Marco semirígido .....	44

	Página
2. Tipos de resistencias en las conexiones .....	45
a. Introducción a resistencias en conexiones pernadas .....	45
b. Resistencia a cortante en conexiones pernadas .....	46
c. Resistencia al aplastamiento en conexiones pernadas .....	46
3. Pernos sometidos a cortante y tensión en conexiones tipo aplastamiento .....	48
4. Requerimientos para soldaduras .....	48
a. Resistencia de diseño de soldaduras .....	48
b. Soldaduras de filete .....	50
<b>IV. PRINCIPIOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL PARA LA APLICACIÓN DE MÉTODOS DE SUPERPOSICIÓN MODAL .....</b>	<b>53</b>
<b>A. GRADOS DE LIBERTAD DINAMICOS .....</b>	<b>53</b>
1. Definición de grados de libertad .....	53
2. Grados de libertad dinámicos .....	54
<b>B. SISTEMAS LINEALES DE UN GRADO DE LIBERTAD .....</b>	<b>55</b>
1. Descripción y ecuación de equilibrio dinámico .....	55
2. Amortiguamiento crítico .....	56
3. Frecuencia y período natural de vibración .....	57
4. Espectro de respuesta .....	59
5. Espectro de diseño .....	59
<b>C. SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD .....</b>	<b>60</b>
1. Ecuaciones de equilibrio dinámico .....	60
2. Vibraciones libres .....	61
3. Frecuencias obtenidas .....	63
4. Modos de vibración .....	63
<b>D. ANÁLISIS MODAL APLICADO A EDIFICIOS .....</b>	<b>64</b>
<b>E. COMBINACIÓN DE RESPUESTAS MODALES MÁXIMAS .....</b>	<b>66</b>
1. Método de Raíz Cuadrada de Suma de Cuadrados (SRSS) .....	66
2. Método de Combinación Cuadrática Completa (CQC) .....	67
3. Método de Semisuma .....	68

<b>V. DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO UTILIZANDO COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA COMO MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL</b>	
<b>A. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA</b>	69
<b>B. INTEGRACIÓN DE CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA</b>	86
1. Carga muerta	86
a. Carga muerta de entrepisos	86
b. Carga muerta de losa de techo	87
2. Carga viva	88
a. Carga viva de entrepisos	88
b. Carga viva en losa de techo	88
3. Carga de viento	88
4. Carga de sismo	89
5. Cálculo de peso de cada nivel	93
6. Peso rotacional de cada nivel	96
7. Combinaciones de carga a utilizar	97
<b>C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PRELIMINAR</b>	98
<b>D. OPTIMIZACIÓN Y DISEÑO DE PERFILES</b>	122
<b>E. MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO</b>	176
<b>F. REVISIÓN DE CORTANTE BASAL SEGÚN MÉTODO DE CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE</b>	191
1. Prevención de resultados distorsionados según AGIES	191
2. Chequeo con códigos actualizados	192
<b>G. REVISIÓN DE RELACIÓN DE MOMENTOS PLÁSTICOS EN CONEXIONES VIGA-COLUMNA SEGÚN REQUERIMIENTOS AISC</b>	200
<b>H. DISEÑO DE CONEXIONES</b>	225
1. Tipo de conexión a utilizar en el edificio	225
2. Resultados de las conexiones diseñadas	226
3. Esquemas ilustrativos de conexiones	234
<b>VI. CONCLUSIONES</b>	235
<b>VII. RECOMENDACIONES</b>	236
<b>VIII. BIBLIOGRAFÍA</b>	237

## PREFACIO

En 1986 se publicó la primera edición de las especificaciones de diseño por el método de factores de carga y resistencia para estructuras de acero, publicado como LRFD (debido a sus iniciales en inglés *Load and Resistance Factor Design*) por el Instituto Americano de la Construcción en Acero, *American Institute of Steel Construction* (AISC). Desde ese entonces, este método ha tenido que demostrar a los profesionales de la industria del acero la solidez de sus bases de diseño y ha estado expuesto a la continua comparación con el método de esfuerzos permisibles ASD (debido a sus iniciales en inglés "Allowable Stress Design") desarrollado por la misma institución casi cien años atrás, cuando publicó las primeras especificaciones de este método aplicado a la construcción de edificaciones de acero como material estructural.

La industria del acero ha cobrado auge tanto en países desarrollados como en países cuya industria de la construcción aún está en desarrollo. Este auge se ha presentado durante las últimas décadas, permitiendo que determinadas instituciones, como es el caso de la AISC, se hayan dedicado a la investigación y descubrimiento de nuevos y más eficientes métodos de diseño, procedimientos de fabricación y procesos de montaje de estructuras. Este es el caso del diseño de estructuras de acero por medio de la utilización de factores de carga y resistencia, el cual se basa en la combinación de los estados límites de resistencia y servicio con un enfoque probabilístico.

Como en muchos diferentes aspectos, Guatemala se ha encontrado con la dificultad de aprender a poner en práctica métodos y procedimientos innovadores. El método de LRFD, por la misma razón de ser innovador y recientemente desarrollado, ha generado muchas dudas, ya que viene a imponer y cambiar el método de diseño con el cual muchos ingenieros han diseñado a lo largo de su vida profesional. Este es el reto principal de este método. Muchas de esas dudas están aún perjudicando su utilización debido a la falta de conocimiento de los fundamentos y especificaciones que rigen la aplicación del LRFD. En comparaciones realizadas entre sistemas estructurales similares diseñados por ASD y por LRFD se ha reportado ampliamente el resultado de

menor de material. Sin embargo, existen cargas para las cuales en LRFD las secciones diseñadas serán de tamaños mayores comparadas con las diseñadas por ASD. Un ejemplo de este caso se da cuando en la integración de cargas gravitacionales, la carga viva excede tres veces la carga muerta. El beneficio real del LRFD, sin embargo, no es la economía en los sistemas estructurales antiguos o ya conocidos, sino el avance que proporciona para los sistemas estructurales del futuro.

Una de las principales razones por las cuales se llevó a cabo el presente trabajo, es precisamente demostrar a nuestros profesionales la aplicación de este método en un caso práctico como lo es una edificación de varios niveles para uso dentro de la Ciudad de Guatemala. Actualmente, el método de esfuerzos permisibles es el método de diseño utilizado por la mayoría de profesionales en nuestro medio. Debe hacerse notar que el enfoque del ASD es determinado con base en comportamientos asumidos, como lo son el comportamiento elástico y la idealización del comportamiento en las condiciones de apoyo como empotrado o articulado. Por esta razón su ámbito está limitado a los sistemas estructurales concebidos hace 40 años y aún en uso en el presente. Si se considera las especificaciones del método LRFD, es posible observar que es una herramienta con la cual el ingeniero estructural puede superar estas limitaciones.

Uno de los inconvenientes presentados en la ejecución del presente trabajo, fue la obtención de bibliografía detallada del método LRFD, en la cual fuera posible ahondar en determinados puntos que en textos básicos de diseño por este método no llegan a abarcar. Algunos de los textos citados fueron adquiridos en el extranjero debido a la limitante de disponibilidad de los mismos en el mercado local. Como ejemplo de los puntos en los que era necesario detallar pueden citarse el pandeo de columnas y el comportamiento de las vigas en sus varios estados de condición de soporte lateral.

Innovaciones y desarrollo de nuevas tecnologías tales como conexiones parcialmente restringidas, marcos arriostrados excéntricos, diseño sísmico y construcción compuesta (pernos en cortante en losas tipo *steel-deck* con fundición de concreto) y conexiones,

son tecnologías desarrolladas en el LRFD con beneficios únicos en el diseño de estructuras de acero altamente fiables y competitivas, especialmente en estructuras de bajas y medianas alturas.

La situación expuesta en los primeros párrafos del presente prefacio, en lo que respecta a la falta de conocimiento de los fundamentos y especificaciones que rigen la aplicación del LRFD en el diseño de estructuras de acero, sucede de manera semejante con la aplicación de análisis sísmicos en el proceso de diseño estructural. Con los grandes avances que en este campo se han desarrollado, es posible, ahora más que nunca, hacer uso de los resultados de investigación y llevarlos a la práctica al momento de realizar un diseño estructural. La utilización del método de carga estática equivalente parece ser el método más aplicado por los profesionales guatemaltecos, dejando entrever la desconfianza o desconocimiento de los estudios de dinámica estructural. Actualmente no es posible que se insista en utilizar siquiera el argumento que los avances en la ingeniería sísmica son solamente aplicables a regiones de los Estados Unidos, Nueva Zelanda, Inglaterra, etcétera, pues, hoy por hoy, existen una cantidad considerable de documentos y estudios en este campo realizados en regiones guatemaltecas. Como resultado de estas investigaciones, Guatemala ha podido clasificar sus tipos de suelo y se han definido las principales fallas puntuales, lineales, y de área que afectan las respuestas de los suelos de la región, así como el trazo de gráficos representativos de la amenaza sísmica de las distintas regiones del país. Todo lo anterior ha hecho posible la aplicación de espectros de respuesta y demás conceptos de la dinámica estructural a estructuras diseñadas por ingenieros guatemaltecos. Si deseamos estar a la vanguardia de los avances y del desarrollo de nuevas y más eficientes alternativas de diseño, es importante despertar el interés en nuestros profesionales para que el cambio se realice de una manera conjunta. Lo anterior permitirá profundizar cada día en los diferentes aspectos que cubre el diseño estructural, hasta lograr que la industria de la construcción en el acero se enfoque en lograr estructuras más eficientes y proveyendo a las mismas de la seguridad que toda edificación debe cumplir.

## LISTA DE TABLAS PRESENTADAS

Tabla	Página
1. Factores de resistencia utilizados en LRFD.....	10
2. Valores de $\beta$ según combinaciones de carga.....	14
3. Elementos en tensión, especificaciones LRFD.....	19
4. Factores de longitud efectiva $K$ para columnas.....	27
5. Resistencia de diseño de soldaduras.....	49
6. Tamaño mínimo de soldaduras de filete.....	51
7. Coordenadas de nudos y número de nivel dentro de la estructura.....	83
8. Espectro de diseño a aplicarse al edificio.....	91
9. Peso propio de estructura.....	95
10. Peso de cada nivel.....	95
11. Peso de cada nivel y peso rotacional de cada nivel.....	96
12. Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos.....	99
13. Grupos de perfiles asignados a las vigas y arriostres.....	122
14. Factores " $K$ " de longitud efectiva de columnas.....	124
15. Listado de descripción y perfiles diseñados.....	132
16. Coeficientes de acoplamiento calculados entre los 15 diferentes modos de vibración para sismo en dirección X .....	170
17. Productos cruzados entre cortes basales obtenidos para cada modo de vibración en sismo en dirección X .....	171
18. Productos cruzados entre cortes basales y coeficientes de cada acoplamiento para sismo en dirección X .....	172
19. Coeficientes de acoplamiento calculados entre los 15 diferentes modos de vibración para sismo en dirección Z .....	173
20. Productos cruzados entre cortes basales obtenidos para cada modo de vibración en sismo en dirección Z .....	174
21. Productos cruzados entre cortes basales y coeficientes de cada acoplamiento para sismo en dirección X .....	175
22. Listado de perfiles rediseñados según chequeo de momentos plásticos.....	224

## LISTA DE FIGURAS PRESENTADAS

Figura	Página
1. Definición de seguridad estructural del método LRFD.....	12
2. Definición de índice de confiabilidad.....	13
3. Curvas de resistencia de columnas.....	21
4. Resistencia de columnas tipo I.....	22
5. Ecuaciones LRFD para columnas.....	26
6. Concepto de longitud efectiva.....	28
7. Nomogramas para la longitud efectiva de columnas en marcos continuos.....	29
8. Longitud efectiva $Kl$ en marcos.....	31
9. Relación entre momento nominal y longitud sin soporte lateral.....	34
10. Nomenclatura de soldaduras de filete.....	51
11. Estructura de marco sujeto a cargas laterales.....	53
12. Grados de libertad en estructura de marco.....	53
13. Grados de libertad estáticos y dinámicos.....	54
14. Vibraciones libres para un sistema de un grado de libertad.....	58
15. Distribución en planta del edificio, acotado en metros.....	70
16. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "A".....	71
17. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "B".....	72
18. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "C".....	73
19. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "D".....	74
20. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "1".....	75
21. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "2".....	76
22. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "3".....	77
23. Identificación de elementos y nudos. Elevación de Eje "4".....	78
24. Vista isométrica preliminar de geometría general de la estructura.....	82
25. Espectro de diseño con $A_0=0.40g$ y factor $R = 7.36$ .....	93
26. Detalle de conexión entre enlace W16x26 y arriostres diagonales.....	155

27. Detalle de conexión entre enlace W14x22 y arriostres diagonales .....	163
28. Modo de vibración 1 .....	176
29. Modo de vibración 2 .....	177
30. Modo de vibración 3 .....	178
31. Modo de vibración 4 .....	179
32. Modo de vibración 5 .....	180
33. Modo de vibración 6 .....	181
34. Modo de vibración 7 .....	182
35. Modo de vibración 8 .....	183
36. Modo de vibración 9 .....	184
37. Modo de vibración 10 .....	185
38. Modo de vibración 11 .....	186
39. Modo de vibración 12 .....	187
40. Modo de vibración 13 .....	188
41. Modo de vibración 14 .....	189
42. Modo de vibración 15 .....	190
43. Opción de refuerzo de columnas con platinas.....	218
44. Opción de refuerzo de columnas con perfil W.....	218
45. Conexión de viga W16x26 a patines de columna .....	234
46. Conexión de viga W14x22 a alma de columna .....	234

## I. INTRODUCCIÓN

Para poder asimilar las especificaciones LRFD como un método de diseño confiable y seguro es imprescindible que se conozcan los fundamentos básicos sobre los cuales el método apoya su teoría y especificaciones. Por esta razón se presenta al inicio del tercer capítulo del presente trabajo una descripción bastante completa del concepto de diseño por LRFD, definiendo entre otros los conceptos de estados límite, factores de carga y resistencia utilizados, y la concepción de seguridad estructural que proporciona el método. Es importante del conocimiento del comportamiento del acero estructural bajo la acción de varios tipos de esfuerzos como lo son de tensión, para el caso de riostras de edificaciones; de compresión, para el caso de columnas; flexión pura, para el caso de vigas; y flexocompresión para el caso de columnas pertenecientes a una edificación. Este es el caso de columnas de edificios sometidos a fuerzas laterales como lo son las cargas de viento y sismo. Debido a la importancia del dominio de estos conceptos por parte del ingeniero estructural y con el objeto de presentarlos de una manera clara y detallada, se presentan en el tercer capítulo los fundamentos teóricos de los tipos de esfuerzos mencionados, así como las fórmulas, tablas, y especificaciones dadas en el manual LRFD, haciendo la notación del capítulo y sección de donde fue tomada la referencia, con el objeto de que el lector pueda dirigirse al manual a profundizar algún punto específico de su interés.

Debido al enfoque de diseño estructural de edificaciones de acero, se consideró importante incluir las especificaciones utilizadas en las conexiones de los elementos. En el mismo capítulo en el que se encuentran las bases teóricas del método LRFD, se incluye una descripción de los tipos de conexiones utilizadas en estructuras de marcos de edificios, mencionando los diferentes tipos de resistencias que cada uno posee dependiendo si las uniones se realizan por medio de pernos o de soldadura. En el caso de las conexiones por medio de pernos, se hace énfasis en los pernos de alta resistencia y en su capacidad de soportar esfuerzos de corte y de tensión, los cuales son los principales esfuerzos a los cuales los pernos se verán sometidos debido a su colocación en los elementos que unen, como lo son las vigas y las columnas. Para el

Para las soldaduras, se orientó la descripción a las soldaduras de filete, pues en el tipo de conexión definido para el edificio, son las soldaduras más adecuadas.

En el cuarto capítulo del presente trabajo, se pretende dar a conocer al lector los principios de dinámica estructural aplicados a la edificación. Estos conceptos deben ser claramente comprendidos para la correcta interpretación de los datos obtenidos de los análisis sísmicos aplicados a la estructura. No se pretende abarcar todos los temas de dinámica estructural, pues esto sería demasiado extenso y se perdería el enfoque del diseño estructural del edificio. Sin embargo, sí se definen conceptos elementales como lo son los grados de libertad, los sistemas lineales de uno y varios grados de libertad, espectros de diseño y de respuesta, y principalmente el análisis modal aplicado a edificios. La manera en que se presenta esta teoría permite al lector la comprensión de los fundamentos de ingeniería sísmica aplicados en los análisis, y permite también observar la deducción de algunas fórmulas matemáticas complejas utilizadas en la actualidad por los programas de computación, los cuales vienen a ser una herramienta de suma utilidad para resolver procedimientos matemáticos extensos, necesarios para la correcta aplicación de la teoría dinámica desarrollada hasta ahora.

Todo lo anterior, prepara al lector a la comprensión de lo que en el quinto capítulo se define como el diseño del edificio propiamente dicho. Una vez comprendido el comportamiento de los distintos tipos de esfuerzos existentes en una estructura, es posible definir la geometría de la misma, asignando perfiles y descripciones a cada elemento, teniendo previamente el conocimiento de la manera en que se van a comportar al ser considerados como un componente de un sistema global, como los marcos a los que pertenecen. Esta concepción preliminar debe ser proporcionada por el ingeniero estructural y ningún programa de computación es capaz de lograrlo, confirmando nuevamente que la utilización de un programa de análisis es solamente una herramienta utilizada en el proceso de diseño, debido a las numerosas iteraciones que, como se verá en el desarrollo del capítulo mencionado, son necesarias para la definición final del diseño de cada elemento.

Debido a que uno de los objetivos del presente trabajo es mostrar el análisis sísmico de una edificación aplicando el método de Combinación Cuadrática Completa (denominado CQC por sus iniciales en inglés "Complete Quadratic Combination"), se presenta en la parte de análisis sísmico aplicado, un procedimiento detallado para la superposición modal de cortantes basales generados por los diferentes modos de vibración de la estructura, aplicando este método. De manera complementaria, se aplican también los métodos de Raíz Cuadrada de Suma de Cuadrados (denominado SRSS por sus iniciales en inglés "Square Root of the Sum of their Squares") y el método de Semisuma, el cual es el método recomendado por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. Además del análisis sísmico, se presentan gráficamente los modos de vibración, en los cuales el lector puede observar la estructura deformada para cada modo, y apreciar los efectos de las deformaciones laterales en ambos sentidos de los ejes globales de la estructura, así como el efecto de los giros rotacionales que deforman la estructura torsionalmente.

Para obtener la definición final del diseño del edificio, es necesario realizar una serie de revisiones y cumplir determinadas especificaciones dadas por los códigos de diseño utilizados para este fin. Se verá que no sólo las especificaciones de esfuerzos aplicados o capacidad de los elementos a resistir cargas son las que rigen el diseño, pues de igual importancia son los análisis de deformaciones laterales totales y relativas entre pisos, la definición de valores de cargas sísmicas y las capacidades en el estado plástico de los elementos analizados en los nudos que modelan las intersecciones entre las vigas y las columnas. De la misma forma se muestra el diseño de las conexiones y se presentan gráficos ilustrativos de las mismas.

Finalmente, se concluye comparando los resultados obtenidos en la combinación de cortantes basales obtenidos por los diferentes métodos y recomendando la aplicación del método LRFD para el diseño de estructuras de acero, debido a su adecuada respuesta ante las cargas sísmicas que los códigos estipulan para estructuras de edificios, cuyo proceso de diseño se presenta detalladamente en el presente trabajo.

## II. OBJETIVOS

### A. GENERALES

1. Dar a conocer al lector los fundamentos sobre los cuales el método del LRFD basa sus especificaciones de diseño.
2. Proporcionar una aplicación práctica y detallada de lo que es el diseño de estructuras de acero por medio de la utilización del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD).
3. Mostrar un procedimiento práctico que se debe seguir para la aplicación del CQC como método de superposición modal en un análisis sísmico.

### B. ESPECÍFICOS

1. Mostrar e indicar el cálculo de integración de cargas gravitacionales, laterales (como lo son de viento y sismo) y la utilización de los códigos y especificaciones de acero para selección de las distintas combinaciones de cargas a aplicar a la estructura de marco de seis niveles.
2. Dar a conocer el comportamiento individual de los elementos que conforman un marco de acero de seis niveles. Esta diversidad de comportamientos se refiere a los esfuerzos sometidos a flexión, tensión y flexocompresión de los diferentes componentes de la estructura.
3. Aplicar las tablas y listados de resultados obtenidos en los estudios, documentos y trabajos de investigación que se han llevado a cabo para la región de Guatemala, en lo que respecta a los avances en análisis sísmicos de estructuras. Esta aplicación se orientará específicamente a la determinación de la aceleración del tipo de suelo sobre el cual se asumirá la edificación de los marcos de acero, proveyendo

la carga sísmica a utilizar. De esta manera se complementarán los datos que se deben definir para proceder a ejecutar el análisis sísmico, utilizando el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC) como método de superposición modal, al momento de haber obtenido los resultados de los varios modos de vibración de la estructura. Para esto, será necesario la definición de los valores correspondientes para cada uno de los modos, como el factor de participación modal y la masa efectiva. Todos estos valores forman parte del análisis sísmico cuyo proceso se pretende mostrar conjuntamente con el desarrollo de la fase de diseño.

4. Mostrar el comportamiento de las estructuras de acero bajo cargas sísmicas y hacer las referencias a las solicitaciones sísmicas para estructuras de acero que la AISC especifica en su publicación "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", con sus últimas actualizaciones realizadas en el año 2000.

### **III. CONCEPTOS GENERALES DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO POR EL MÉTODO LRFD**

#### **A. FUNDAMENTOS DE DISEÑO DE LRFD**

##### **1. Introducción al concepto de diseño de LRFD**

El método LRFD es la especificación de diseño del futuro. El nombre completo del método es "Diseño por Factores de Carga y Resistencia", pero se abrevia a LRFD debido a las iniciales del nombre en inglés, "Load and Resistance Factor Design". Tiene beneficios únicos para construcción compuesta, conexiones parcialmente restringidas, marcos arriostrados excéntricos, diseño sísmico y competitividad internacional.

Durante los últimos 15 años, las bases del método de diseño por estados límites, como también se le conoce, ha ganado gran aceptación en las estructuras de acero principalmente debido a la publicación en 1986 de la primera edición de las especificaciones "Load and Resistance Factor Design" por la AISC. Para poder asimilar las especificaciones de LRFD como un método de diseño para estructuras de acero, es necesario primeramente aceptarlas como el resultado de varios años de evaluación de las propiedades inelásticas del acero, en las cuales se ha calculado directamente también su resistencia última. A lo largo del presente capítulo se comprenderá que estos nuevos conceptos son útiles para mejorar el procedimiento de esfuerzos permisibles, y permite también evitar el cálculo de esfuerzos usando la resistencia calculada del elemento en cuestión como base directa del diseño.

El objetivo principal del método LRFD es proveer una fiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero bajo varias condiciones de carga. El método incluye la consideración de estados límite, la aplicación de distintos factores de carga según el tipo y la utilización de factores de resistencia. Estos nuevos conceptos se detallarán a lo largo del presente capítulo.

## 2. Estados límite

El objetivo principal de los estudios realizados para establecer una formulación adecuada de seguridad estructural ha sido el examinar por medio de varios métodos probabilísticos las posibilidades de falla de un miembro, conexión, ó sistema.

El término más adecuado para referirse al estado de falla, es estado *límite*. Las especificaciones LRFD proporcionan las estructuras de manera que ningún estado límite sea excedido al momento de que la estructura es sometida a todas las combinaciones de cargas últimas. Estados límites se refiere a tales condiciones de determinada estructura en las cuales deja de cumplir las funciones específicas para las cuales se diseñó. Los estados límite son generalmente divididos en dos categorías: de resistencia y de servicio.

Estado límite de resistencia: Son los estados límite relacionados con la seguridad y se basan en la capacidad de carga de las estructuras. Comprenden los comportamientos que los elementos alcanzan como las resistencias máximas proporcionada por la ductilidad del acero, las resistencias de pandeo, de fatiga, de fractura, de volteo, deslizamiento, etcétera.

Estado límite de servicio: Son los estados límite relacionados con el uso y ocupación de la estructura. Abarcan el comportamiento de la estructura bajo las cargas normales de servicio e incluyen aspectos como deflexiones, vibraciones, deformaciones permanentes y agrietamientos.

## 3. Factores de carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas de servicio estipuladas para determinada estructura según la utilización que a la misma se le dará. Este incremento toma en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes tanto de las cargas muertas como de las vivas, por esto generalmente son valores mayores a la unidad. Las magnitudes de los factores de carga varían dependiendo del

Por la combinación de las cargas, y esta aplicación de múltiples factores lleva el diseño a la economía.

Los factores de carga se representan por la letra  $\gamma$ , y el valor correspondiente para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas debido a que el diseñador puede estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas. Por esta razón, el hecho de que la carga muerta domina o sea mayor, influenciará en el diseño.

Los factores de carga y las combinaciones de carga contemplan que cuando varias cargas actúan en combinación con la carga muerta (por ejemplo, carga muerta más carga viva más carga de viento), solamente una de éstas llegará en realidad a su máximo valor a lo largo de la vida de la estructura, mientras que las otras cargas actuarán a un valor el cual puede ser esperado en cualquier momento de la vida de la estructura.

Las combinaciones de carga usuales consideradas en el LRFD están dadas en las especificaciones del Manual LRFD y se listan a continuación:

$$U = 1.4D \quad (Ec. 1)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5L_r \quad (Ec. 2)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5S \quad (Ec. 3)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5R \quad (Ec. 4)$$

$$U = 1.2D + 1.6L_r + 0.5L \quad (Ec. 5)$$

$$U = 1.2D + 1.6L_r + 0.8W \quad (Ec. 6)$$

$$U = 1.2D + 1.6S + 0.5L \quad (Ec. 7)$$

$$U = 1.2D + 1.6S + 0.8W \quad (Ec. 8)$$

$$U = 1.2D + 1.6R + 0.5L \quad (Ec. 9)$$

$$U = 1.2D + 1.6R + 0.8W \quad (Ec. 10)$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5L_r \quad (Ec. 11)$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5S \quad (Ec. 12)$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5R \quad (Ec. 13)$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S \quad (\text{Ec. 14})$$

$$U = 0.9D \pm 1.3W \quad (\text{Ec. 15})$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E \quad (\text{Ec. 16})$$

En donde las cargas nominales de servicio indicadas en las ecuaciones 1 a 16 son las siguientes:

$D$  = Carga muerta (carga gravitacional correspondiente al peso de los elementos estructurales y equipos fijos)

$L$  = Carga viva (carga gravitacional correspondiente al peso de los ocupantes y equipos móviles de la estructura)

$L_r$  = Carga viva en techos y terrazas

$W$  = Carga de viento

$S$  = Carga de nieve

$E$  = Carga de sismo

$R$  = Carga de lluvia o hielo sin incluir encharcamiento

Valores numéricos = Valores de los factores de carga aplicados a los distintos tipos de cargas mostrados. Los factores de carga son representados por la letra  $\gamma$  en las especificaciones LRFD.

Las especificaciones LRFD hacen una excepción en la aplicación de las ecuaciones 5 a la 14, en las cuales se debe aplicar un factor de carga viva igual a 1.0 para el caso de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la carga viva exceda de 100 lb/pie<sup>2</sup>.

#### **4. Factores de resistencia**

El propósito de la utilización de los factores de resistencia es considerar las incertidumbres que se presentan en la resistencia de los materiales, en las dimensiones de las secciones, y en la mano de obra. Con la aplicación del factor de resistencia, el diseñador estructural protege el diseño de los elementos, sabiendo que la resistencia de los mismos no puede calcularse exactamente, debido también a las imperfecciones en las teorías de análisis en las cuales se basan las consideraciones del diseño.

El factor de resistencia, representado por la letra griega "ø", varía con el tipo de elemento y con el estado límite considerado. Algunos factores de resistencia ø se listan a continuación:

*Tabla 1: Factores de Resistencia utilizados en LRFD*

Factores de Resistencia ø	Capítulo en Especificación LRFD <sup>(1)</sup>	Aplicación
1.00	J, K	Cortante en pernos en juntas tipo fricción, fluencia del alma bajo cargas concentradas
0.90	D, F	Estado límite de fluencia a tensión, vigas sometidas a flexión y cortante, soldadura de filete con esfuerzos paralelos el eje de la soldadura.
0.85	E	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.
0.80	J	Tensión normal al área efectiva en soldaduras de ranura con penetración parcial, cortante en área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa.
0.75	D, J	Fractura en la sección neta de miembros a tensión, Pernos a tensión y a cortante en uniones tipo aplastamiento.
0.60	J	Aplastamiento en apoyos de columna de acero en pedestales de concreto.

*(1) La edición del Manual LRFD que se citará en las referencias es la 2da Edición, y en el caso de no coincidir con la 3ra Edición, se hará la notación.*

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas últimas. Esta resistencia utilizada en el análisis es igual a la resistencia teórica o nominal de los elementos ( $R_n$ ), multiplicada por el factor de resistencia correspondiente, ø, el cual, según se puede observar en los datos presentados en la Tabla 1, generalmente es menor a la unidad.

## **5. Seguridad en la aplicación de las especificaciones LRFD**

El enfoque con el cual el método LRFD garantiza seguridad en los diseños basados en sus especificaciones es de carácter probabilístico. Aplicado a la seguridad estructural, por medio de la teoría elemental de la probabilidad es posible evaluar el riesgo de falla y mantener la probabilidad de ocurrencia de este hecho en niveles aceptablemente bajos, los cuales también consideran la importancia de la estructura, del riesgo a la vida humana y de otros factores. En esta parte del análisis las cargas inciertas como las de viento y las de sismo, pasan a cobrar su debida importancia y de aquí la necesidad de

profundizar en la investigación de la exposición de la estructura y en análisis sísmicos más detallados.

En general, el requerimiento de seguridad proporcionado por las especificaciones LRFD se presenta de la siguiente manera:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

$\phi$  = Factor de resistencia correspondiente a  $R_n$

$R_n$  = Resistencia nominal

$\phi R_n$  = Resistencia de diseño

$\sum$  = Sumatoria

$i$  = Tipo de carga (muerta, viva, viento, etc.)

$\gamma_i$  = Factor de carga correspondiente a  $Q_i$

$Q_i$  = Carga nominal aplicada

$\sum \gamma_i Q_i$  = Sumatoria de los productos de cargas nominales y factores de carga

La parte izquierda de la ecuación 17 representa la capacidad estructural limitada proporcionada por los elementos que conforman la estructura, mientras que la parte derecha de la ecuación representa la sumatoria de cargas nominales, multiplicadas por sus respectivos factores de carga y calculadas por el análisis estructural aplicado a la estructura.

El criterio de diseño de LRFD se ilustra en la Figura 1, en la cual los símbolos  $R_n$  y  $Q_n$  representan las cargas de trabajo y la resistencia mínima especificada, respectivamente. Los efectos de sumatoria de carga factorizada,  $\sum \gamma_i Q_i$ , y el factor de resistencia  $\phi$  sirven el propósito de proporcionar un margen de seguridad entre  $R_n$  y  $Q_n$  para tomar en cuenta la impredecible y posible eventualidad de que la carga real pueda exceder el valor especificado o que la resistencia real sea menor que el valor especificado. Esas incertidumbres están en la naturaleza de las cargas y resistencias de los elementos. De hecho, es posible visualizar en la figura que tanto las cargas

como las resistencias tienen una forma de distribución probabilística, la cual se caracteriza por una curva tipo campana que tiene un valor medio,  $R_m$  y  $Q_m$  y una desviación estándar. Se puede observar entonces que la condición  $R < Q$  es posible, por lo que implica que el estado límite puede ser excedido. Por lo anteriormente explicado, es posible definir la seguridad del método LRFD como la probabilidad aceptablemente mínima de que las cargas nominales aplicadas excedan las resistencias nominales de los elementos, por lo que la función de los factores de carga y resistencia es garantizar que esta probabilidad sea despreciablemente pequeña. Para determinar un margen de seguridad requerido, es necesario fijar una probabilidad de exceder un estado límite de utilidad estructural aceptablemente pequeña, y luego, a partir de las conocidas distribuciones probabilísticas de  $R$  y  $Q$ , se podría, por medio del cálculo de probabilidades, obtener el margen de seguridad apropiado. Este fue el procedimiento utilizado para la obtención de los diferentes factores del método LRFD.

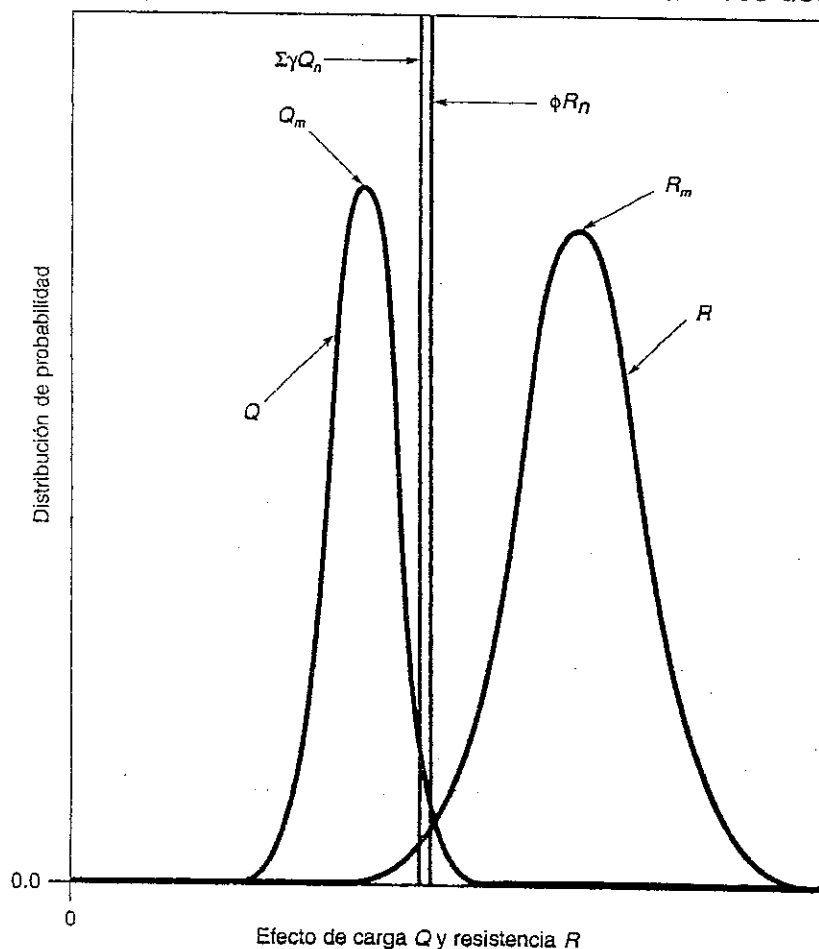


Figura 1: Definición de seguridad estructural del método LRFD

Con el objeto de establecer un margen de seguridad apropiado utilizando métodos probabilísticos, se muestra a continuación el desarrollo utilizado. Por las definiciones dadas anteriormente y por medio de la interpretación de las variables de cargas y resistencias, se determinó que una estructura se considera segura si cumple la desigualdad:  $R - Q \geq 0$ , lo que se puede interpretar como  $R/Q \geq 1$ . Al aplicar logaritmos naturales con el objeto de visualizar la distribución de esta relación, se obtiene entonces  $\ln(R/Q) \geq 0$ . Observando la Figura 2, se ve que cuando  $\ln(R/Q) < 0$ , el estado límite ha sido alcanzado y el área sombreada indicada en la figura en mención representa la probabilidad de que esto suceda. El área sombreada varía en tamaño como la distancia del valor medio de  $\ln(R/Q)$  al centro de la campana. Esta distancia depende de dos factores: del ancho de la curva de distribución y de un factor  $\beta$  que se le denomina "índice de confiabilidad". Como se explicó anteriormente, el margen de seguridad es la distancia desde el origen al valor medio de  $\beta$  y es expresado como un múltiplo de la desviación estándar de  $\ln(R/Q)$ . Esta distancia que representa el margen de seguridad puede ser aproximada a:

$$\beta \sigma_{\ln(R/Q)} \approx \beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} = \ln(R_m/Q_m) \quad (\text{Ec. 18})$$

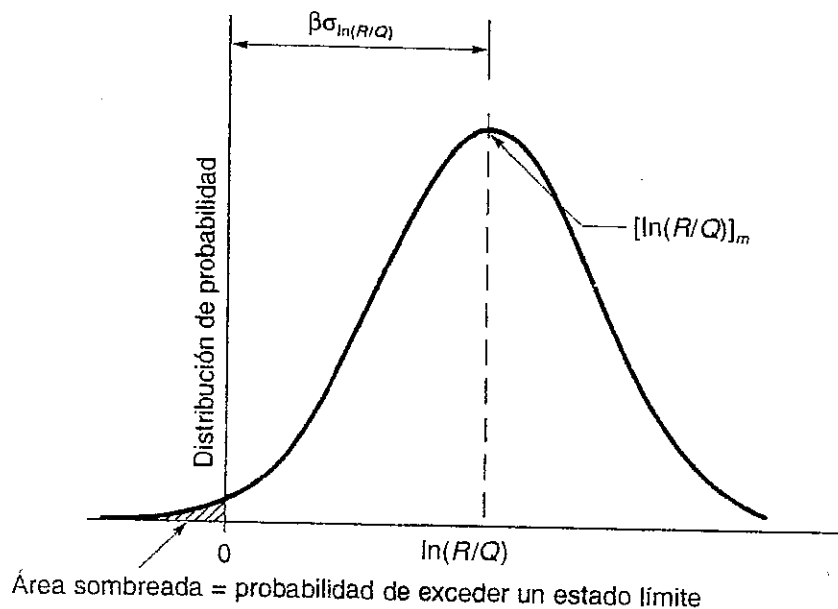


Figura 2: Definición de índice de confiabilidad

Por lo que se observa que a mayor distancia desde el origen al valor medio de  $\beta$ , menor es la probabilidad de alcanzar el estado límite. Con base en la ecuación 18, se puede presentar una ecuación para el índice de confiabilidad de la manera siguiente:

$$\beta = \frac{\ln(R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

$R_m$  = Valor medio de la resistencia

$Q_m$  = Valor medio de la carga nominal

$V_R$  = Coeficiente de variación de resistencia =  $\sigma_R/R_m$

$V_Q$  = Coeficiente de variación de carga =  $\sigma_Q/Q_m$

Por medio de la obtención de los datos estadísticos presentados anteriormente, fue posible que, para el proceso de diseño de un elemento en particular, se calcularan distintos valores de índice de confiabilidad  $\beta$ , denominándose a éste proceso *calibración*.

Se han efectuado calibraciones para muchos tipos de elementos estructurales y basados en tales calibraciones y a los cálculos de confiabilidad descritos, se seleccionaron los siguientes valores en las especificaciones LRFD según las combinaciones de carga aplicadas en el análisis:

*Tabla 2: Valores de  $\beta$  según combinaciones de carga.*

Índice de confiabilidad $\beta$	Combinaciones de carga
3.0 para miembros 4.5 para conexiones	Carga muerta + carga viva
2.5 para miembros	Carga muerta + carga viva + carga de viento
1.75 para miembros	Carga muerta + carga viva + carga de sismo

Por lo tanto, los valores de  $\beta$  para las diversas partes de las especificaciones se ajustaron de modo que los valores correspondientes al índice de confiabilidad mostrados en la Tabla 2, se obtuviesen en el diseño. Esto ocasiona que la mayoría de los diseños basados en las especificaciones LRFD resulten muy similares a los obtenidos según el método de esfuerzos permisibles, cuando la relación de carga viva a carga muerta es de 3.

Debido a las aplicaciones de múltiples factores de carga y a lo explicado en el párrafo anterior, es fácil determinar que el método LRFD proporciona elementos más livianos y más económicos que los obtenidos por el método ASD, principalmente en el caso en el que las cargas vivas son pequeñas comparadas con las muertas, sin dejar de mencionar que no es éste el objetivo principal del LRFD, pues el beneficio real es que proporciona una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero, sean cuales sean las cargas.

## **B. MIEMBROS SOMETIDOS A TENSIÓN POR LRFD**

### **1. Distintos tipos de uniones en miembros sometidos a tensión**

- a. Elementos soldados sin agujeros: Un elemento de acero sometido a cargas de tensión con este tipo de conexión puede resistir, sin llegar a la fractura, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias a la fase del comportamiento del acero llamada endurecimiento por deformación. Sin embargo, un elemento sometido a tensión cargado hasta el endurecimiento, presentará un alargamiento considerable y restará funcionalidad a éste, pudiendo llegar a causar la falla de la estructura a la que pertenece.
- b. Elementos con agujeros para pernos: Un elemento de acero sometido a cargas de tensión y con uniones pernadas en sus extremos puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros. Esta carga de falla puede ser menor que la carga requerida para plastificar la sección bruta alejada de los agujeros.

La parte del elemento que tiene un área transversal reducida por los agujeros y por el coeficiente de reducción de área neta efectiva aplicado es muy corta comparada con la longitud total del miembro. Aunque la condición de endurecimiento por deformación se alcanza rápidamente en la porción de área neta del miembro, la plastificación de esa zona no es realmente un estado límite de importancia, ya que el cambio total en la longitud del elemento, debido a esa plastificación en una parte tan corta, puede despreciarse.

## 2. Relación de esbeltez en elementos sometidos a tensión

Para elementos sometidos a tensión a excepción de las varillas, la especificación LRFD B7 recomienda una relación de esbeltez máxima igual a 300. Estos elementos pueden estar sujetos a fuerzas de compresión causadas por viento o sismo. La especificación establece también que los elementos sometidos a tensión no tienen que satisfacer otros requisitos de los elementos sometidos a compresión, como por ejemplo que la relación  $Kl/r$  máxima preferible sea igual a 200. Esta relación de esbeltez máxima recomendada de 300 no es aplicable a varillas. El valor máximo en este caso queda a juicio del ingeniero estructural. Si se especificase un valor máximo de 300, sería rara vez usado debido a los radios de giro extremadamente pequeños en el comportamiento del elemento.

## 3. Especificaciones LRFD para miembros sometidos a tensión

La filosofía general de diseño de LRFD fue descrita en la parte A del presente capítulo, habiéndola definido en la ecuación 17. En esta ecuación se observa que se requiere que la resistencia de diseño  $\phi R_n$  debe ser igual o exceder la sumatoria de las cargas últimas. Aplicando este criterio de diseño a los elementos en tensión, la ecuación 17 se puede presentar de la siguiente forma:

$$\phi_t T_n \geq T_u \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

$\phi_t$  = Factor de resistencia relacionado con esfuerzos de tensión

$T_n$  = Resistencia nominal del elemento a tensión

$T_u$  = Carga factorada aplicada al elemento

Debido a que la carga no está relacionada al tipo de elemento, la variedad de factores de combinaciones de carga dadas en las especificaciones LRFD con las mismas para todos los elementos de la estructura. Sin embargo, el factor de resistencia  $\phi_t$  se aplica debido a la posibilidad de que la resistencia del elemento pueda ser menor que la teóricamente calculada, debido a las variaciones en las propiedades y en las dimensiones. Ni el factor  $\phi_t$  ni los factores de carga  $\gamma$  están definidos con el propósito de absorber descuidos o errores en el diseño o en la construcción de las estructuras.

Las especificaciones para elementos en tensión están descritas detalladamente en el capítulo D del Manual LRFD. La resistencia de diseño de acuerdo a LRFD-D1 es la menor de las siguientes ecuaciones, basadas en la fluencia del acero en el área gruesa de la sección:

$$\phi_t T_n = \phi_t F_y A_g = 0.90 F_y A_g \quad (\text{Ec. 21})$$

Y para la fractura en el área neta de la sección:

$$\phi_t T_n = \phi_t F_u A_e = 0.75 F_u A_e \quad (\text{Ec. 22})$$

Nótese que el factor de resistencia  $\phi_t$  es 0.90 para el estado límite de fluencia y 0.75 para el estado límite de fractura.

Adicionalmente, el diseñador debe tomar en cuenta la resistencia a la fractura (a tensión, a cortante, o combinación de ambos) a lo largo de la sección potencial a desgarrarse. Los requerimientos de resistencia de las especificaciones LRFD-J4 son:

Diseño de resistencia a la fractura por cortante  $\phi V_n$ :

$$\phi V_n = \phi (0.6 F_u) A_{nv} \quad (\text{Ec. 23})$$

Diseño de resistencia a la fractura por tensión  $\phi T_n$ :

$$\phi T_n = \phi F_u A_{nt} \quad (\text{Ec. 24})$$

Diseño de Resistencia a la Fractura por Combinación de Cortante y Tensión  $\phi R_{bs}$  :

▫ Cuando  $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$

$$\phi R_{bs} = \phi(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \quad (\text{Ec. 25})$$

▫ Cuando  $0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$

$$\phi R_{bs} = \phi(0.6F_y A_{nv} - F_y A_{gt}) \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

$A_{gv}$  = Área gruesa sometida a cortante

$A_{gt}$  = Área gruesa sometida a tensión

$A_{nv}$  = Área neta sometida a cortante

$A_{nt}$  = Área neta sometida a tensión

$\phi$  = 0.75 para el estado limite de fractura

$F_y$  = Esfuerzo mínimo de fluencia

$F_u$  = Resistencia especificada mínima a tensión

Se debe hacer énfasis que en que en la ecuación 25, la resistencia principal está dada por la fluencia del área en cortante y la fractura en área a tensión, mientras que en la ecuación 26 la resistencia principal es la fractura en el área de cortante y la fluencia en el área bajo esfuerzos de tensión.

Las ecuaciones anteriores forman parte de las especificaciones LRFD descritas en el párrafo J4.3. En esa parte de las especificaciones se establece que la resistencia de diseño por bloque de cortante se debe determinar calculando la resistencia por fractura a tensión en la sección neta en una dirección y sumando a ese valor la resistencia de fluencia por cortante en el área gruesa del segmento perpendicular. También se debe calcular la resistencia a la fractura por cortante en el área gruesa sujeta a tensión y sumando a ese valor la resistencia a la fluencia por tensión en el área neta del elemento perpendicular sujeto a cortante. El valor mayor de los descritos anteriormente es lo que en el diseño se considerará como la resistencia por bloque de cortante.

A continuación se presenta un resumen de las secciones pertenecientes a las especificaciones LRFD, relacionadas con elementos sometidos a cargas de tensión.

*Tabla 3: Elementos en tensión, especificaciones LRFD*

Tema	Sección utilizada de las especificaciones LRFD
Área neta	B2
Área neta efectiva	B3
Límite de rel. de esbeltez	B7
Resistencia a tensión	D1
Miembros armados	D2
Barras de ojo	D3
Barras roscadas	J3
Bloque de cortante	J4
Elementos de conexión	J5
Fatiga	K3

## C. MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN POR LRFD

### 1. Comportamiento de elementos a compresión

La resistencia de un elemento a tensión es independiente de su longitud, mientras que para un elemento a compresión, tanto la resistencia como el modo de falla son marcadamente dependientes de la longitud. Para hacer una definición real a los elementos cargados bajo fuerzas axiales a compresión, se les suele denominar *columna*. Se ha observado que una columna no es necesariamente recta y cualquier elemento a compresión, horizontal, vertical o inclinado, se debe analizar como columna si la compresión que transmite es el factor primario que determina su comportamiento estructural.

La falla de columnas implica el fenómeno del pandeo, durante el cual un elemento experimenta deflexiones de un carácter totalmente diferente que las asociadas con la carga inicial. Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente o rotacionalmente, pudiendo al mismo tiempo torcerse repentinamente en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. De esta manera queda limitada su capacidad por carga axial.

## 2. Columnas bajo carga axial

Para fines de ingeniería estructural, la columna cargada axialmente se define como una que transmite una fuerza de compresión cuya resultante en cada extremo coincide aproximadamente con el eje centroidal longitudinal del elemento. Aunque no hay cargas de diseño que produzcan momento flexionante, puede haber momentos debido a imperfecciones iniciales, curvatura accidental o excentricidad de extremo no intencional. Tales momentos flexionantes accidentales reducen la resistencia del elemento y esto se refleja en las fórmulas de columnas de las especificaciones de diseño de acero así como en la magnitud del factor de resistencia  $\phi$  aplicado.

Es bien sabido desde los conceptos básicos de mecánica de materiales que sólo las columnas muy cortas pueden llegar a su esfuerzo de fluencia al ser sometidas a cargas axiales. Las columnas de este tipo deben ser tan cortas que no tienen ninguna aplicación práctica, por lo que se orientará el análisis a las columnas intermedias y largas. La situación usual es que el pandeo o alguna repentina flexión producida por inestabilidad, ocurra antes de que el material desarrolle la resistencia completa del elemento. Por lo tanto, es necesario cierto conocimiento de estabilidad en elementos a compresión para el completo entendimiento de estos elementos dentro del diseño estructural.

La longitud de la columna analizada siempre influirá el comportamiento de la misma dentro de la estructura principal, así como la manera en que la falla se presentará. El comportamiento de las columnas intermedias inicia cuando algunas fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no. Debido a que estas columnas fallarán tanto por fluencia como por pandeo, su comportamiento se denomina "inelástico". Una de las fórmulas básicas en las cuales se basa el comportamiento de las columnas es en la fórmula de Euler. La fórmula de Euler, para el caso de las columnas intermedias descritas anteriormente, puede aplicarse solamente si se considera el módulo de tangente, el cual considera la presencia de esfuerzos residuales y será explicado en el punto 4 del presente capítulo.

### 3. Relación de esbeltez para elementos a compresión

A la relación  $l/r$  se le denomina relación de esbeltez y es casi universalmente usada como un parámetro en términos del cual la curva de resistencia de columnas puede dibujarse o expresarse analíticamente por medio de una fórmula de resistencia de columna. En la Figura 3 se muestran curvas típicas de resistencia de columnas de acero. Las resistencias de columnas muy cortas y muy largas se expresan por  $F_y$  y  $F_e$ , respectivamente. En el rango intermedio, la transición de  $F_y$  a  $F_e$  depende de muchos factores tales como la curvatura inicial, la excentricidad accidental en los extremos y los esfuerzos residuales. Usualmente se expresa en forma empírica por medio de expresiones parabólicas, lineales o más complejas.

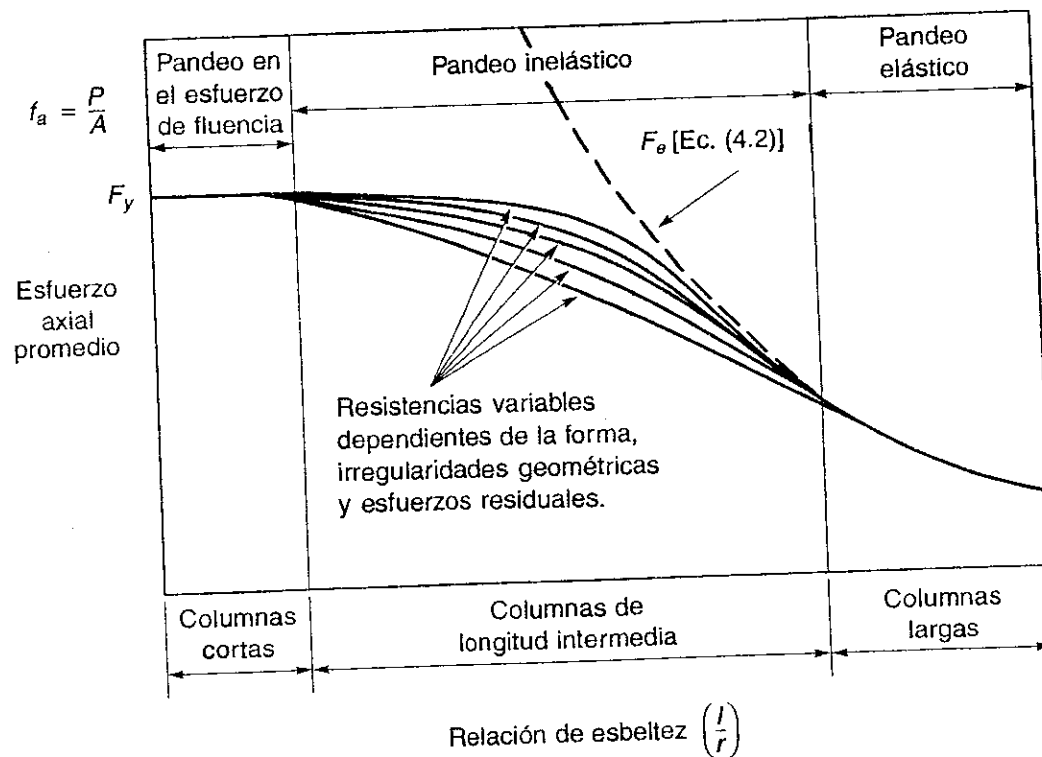


Figura 3: Curvas de resistencia de columna

#### 4. Especificaciones de LRFD para miembros a compresión

Las especificaciones LRFD en lo referente a elementos en compresión, siguen las recomendaciones del consejo "Structural Stability Research Council" (SSRC), las cuales recomiendan que la base de la resistencia de las columnas es la columna con una falta de rectitud inicial y con esfuerzos residuales. Las fórmulas presentadas en el capítulo E de las especificaciones LRFD se basan en una falta de rectitud inicial senoidal de 1/1500 de la longitud de la columna. La curva parabólica especificada por SSRC está dada por la siguiente ecuación e identificada en la Figura 4:

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left( \frac{KL}{r} \right)^2 \right] \quad (Ec. 27)$$

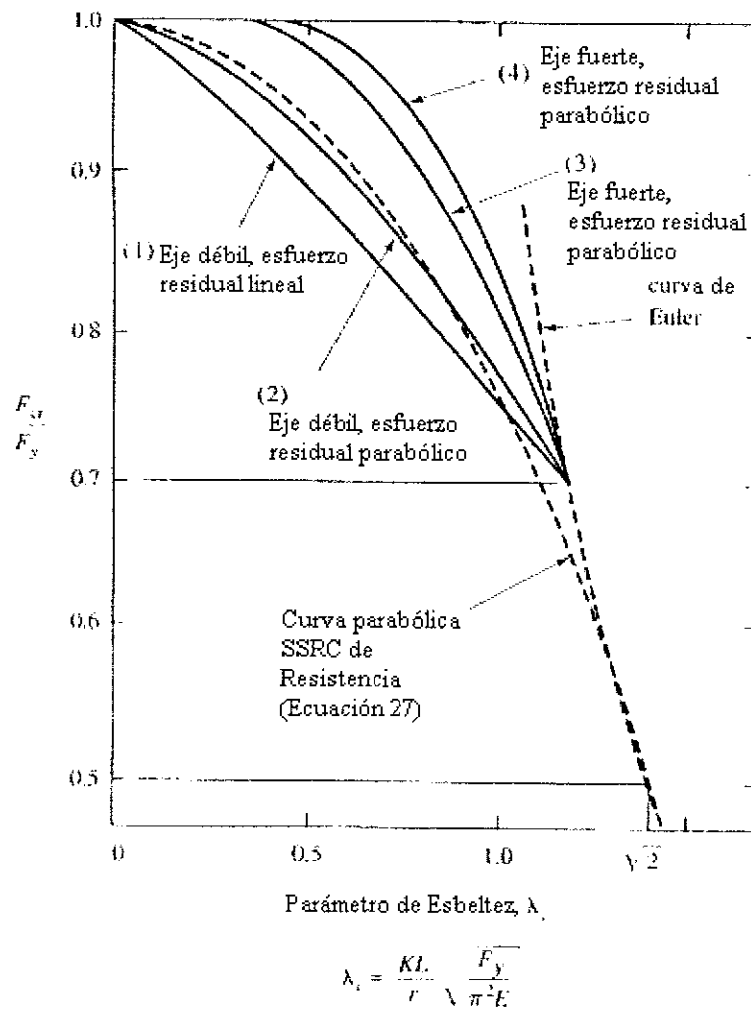


Figura 4: Resistencia de columnas Tipo I

Con el objeto de presentar un preámbulo a las especificaciones LRFD para miembros sujetos a compresión y dándole prioridad a estas especificaciones y no a las fórmulas básicas de columnas, se presenta en la Figura 4 una serie de curvas representativas de resistencia de columnas para distribución lineal y parabólica de esfuerzos residuales a lo largo de los patines de elementos tipo I. De este gráfico se puede observar que para proveer el mismo grado de seguridad para todas las columnas, serían necesarias curvas de diferentes resistencias, dependiendo de la distribución esperada de esfuerzos residuales, la forma de la sección y el eje de flexión cuando ocurre el pandeo de la columna.

En la Figura 4 se introduce la función de esbeltez  $\lambda_c$ , la cual ha sido adoptada como el parámetro de esbeltez (en lugar del factor  $Kl/r$ ) por las especificaciones LRFD. El parámetro de esbeltez  $\lambda_c$  está definido tomando como base la ecuación básica de comportamiento de columnas de Euler, de la siguiente manera:

$$\lambda_c^2 = \frac{F_y}{F_{cr}(\text{Euler})} = \frac{F_y}{\frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}} \quad (\text{Ec. 28})$$

Despejando de la ecuación anterior el valor de  $\lambda_c$ , se tiene la ecuación siguiente, la cual está definida en las especificaciones LRFD en la sección E2:

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

$K$  = Factor de longitud efectiva

$l$  = Longitud del elemento sin apoyo lateral

$r$  = Radio de giro gobernante respecto al eje de pandeo

$F_y$  = Esfuerzo mínimo de fluencia

$E$  = Módulo de elasticidad del material

En términos del parámetro de esbeltez  $\lambda_c$ , la curva parabólica SSRC se presenta de la siguiente manera:

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = 1 - \frac{\lambda_c^2}{4} \quad \text{para } \lambda_c \leq \sqrt{2} \quad (\text{Ec. 30})$$

Note que  $\lambda_c = \sqrt{2}$  cuando la parábola y la curva de Euler se hacen tangente la una a la otra. Por lo tanto, la ecuación 30 aplica para  $\lambda_c \leq \sqrt{2}$ . Para valores mayores de  $\lambda_c$ , la ecuación de Euler aplica de la siguiente manera:

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{1}{\lambda_c^2} \quad \text{para } \lambda_c \geq \sqrt{2} \quad (\text{Ec. 31})$$

De lo anterior se observa que la ecuación parabólica (ecuación 30) provee una aproximación razonable para el trazo de una curva de resistencia de columna que considera la transición entre pandeo elástico y fluencia del acero, reflejando esencialmente el efecto de esfuerzos residuales. Tradicionalmente, la excentricidad accidental y falta de rectitud inicial eran considerados por medio de la utilización de un factor de seguridad aumentado, según aumentaba la esbeltez. La filosofía de diseño por factores de carga y resistencia LRFD provee un margen constante de seguridad a todas las columnas. Si la resistencia en verdad varía con la esbeltez, la resistencia nominal  $P_n$  debería considerarlo. Por lo anteriormente explicado, las recomendaciones SSRC especifican las curvas (1), (2) y (3), las cuales son suficientes para aproximar la resistencia de los perfiles utilizados en columnas. Las curvas mencionadas están mostradas en la Figura 4.

El proceso de diseño de elementos a compresión según las especificaciones LRFD consiste en la utilización de las ecuaciones descritas en la sección E2 del Manual LRFD. Según lo expuesto en los párrafos anteriores, se determinó que la fórmula aplicable para columnas largas considera el pandeo elástico y para columnas intermedias, la aplicación de la ecuación parabólica empírica determinada con base en las curvas trazadas en la Figura 4.

Con las ecuaciones mencionadas se determina un esfuerzo crítico o de pandeo,  $F_{cr}$ . Una vez calculado este esfuerzo se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia teórica nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_u = \phi P_n = 0.85(F_{cr} A_g) \quad (\text{Ec. 32})$$

Y aplicando la ecuación 17 como ecuación básica en diseño LRFD, se tiene:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (\text{Ec. 33})$$

En el Manual LRFD se presentan dos ecuaciones para el cálculo del esfuerzo crítico  $F_{cr}$ . Ambas ecuaciones consideran los efectos estimados de los esfuerzos residuales y la falta de rectitud inicial de las columnas. Para saber cuál ecuación de las dos presentadas se debe utilizar, es necesario primero calcular el parámetro de esbeltez  $\lambda_c$  correspondiente al elemento en cuestión. Este valor se obtiene por medio del cálculo de la ecuación 29 presentada anteriormente e identificada como la ecuación E2-4 del Manual LRFD. Si el valor obtenido para  $\lambda_c$  es menor o igual a 1.5, se debe considerar además de los efectos de los esfuerzos residuales y la falta de rectitud inicial de las columnas, la acción de pandeo inelástico, por lo que la ecuación para calcular el esfuerzo crítico que debe utilizarse es la primera de las dos mostradas en el Manual LRFD y se muestra a continuación:

Para  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{Ec. 34})$$

Si el valor obtenido para  $\lambda_c$  es mayor a 1.5, se debe considerar además de los efectos de los esfuerzos residuales y la falta de rectitud inicial de las columnas, la acción de pandeo elástico o de Euler. La ecuación que debe utilizarse para calcular el esfuerzo crítico en este caso es la segunda de las dos mostradas en el Manual LRFD y es la

conocida ecuación de Euler multiplicada por un valor de 0.877 con el objeto de considerar la falta de rectitud del elemento. La ecuación a utilizar es la siguiente:

Para  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{Ec. 35})$$

A manera de resumen, se presenta en la Figura 5 una representación gráfica de las ecuaciones de las especificaciones LRFD detalladas en el presente punto.

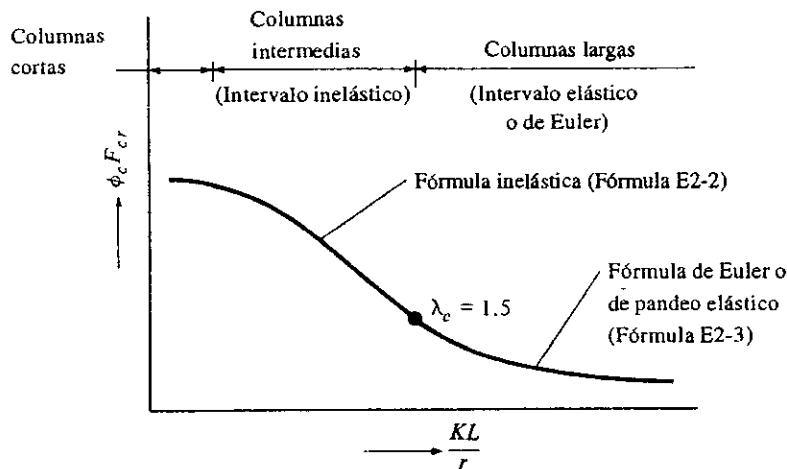






Figura 5: Ecuaciones LRFD para columnas

## 5. Longitud efectiva

La definición de longitud efectiva de una columna se basa en las condiciones de extremo de la misma. Ejemplo de estas condiciones de extremo son empotramiento, articulación, traslación impedida, etc. Todas estas condiciones idealizadas de extremo están descritas a continuación en la Tabla 4, la cual se incluye en la parte de comentarios del Manual LRFD identificada como Tabla C-C2.1.

Tabla 4: Factores de longitud efectiva  $K$  para columnas

La forma pandeada de la columna se muestra con línea de rayas.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de $K$	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para $K$ cuando se está cerca de las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo			Rotación impedida		Traslación impedida	
			Rotación libre		Traslación impedida	
			Rotación impedida		Traslación libre	
			Rotación libre		Traslación libre	

Una columna bajo cargas axiales de longitud real  $l$ , y aplicando el correspondiente factor de longitud efectiva  $K$ , se define "longitud efectiva" como la longitud entre los puntos de inflexión producidos al someter al elemento al pandeo flexionante puro que se presenta en los elementos a compresión.

La Figura 6 ilustra el ejemplo de una columna con empotramiento en ambos extremos. Los puntos de inflexión se presentarán a un cuarto de la longitud real en cada uno de los extremos. Por lo tanto, el factor de longitud efectiva  $K$  a utilizar es de 0.5 según la Tabla 4, y el valor de longitud efectiva  $Kl$  a considerarse en el diseño del mismo será de  $0.5l$ . Por otro lado una columna con un extremo empotrado y el otro libre, ambos con respecto a rotación y traslación, habrá un punto de inflexión imaginario a una distancia  $l$  debajo de la base de la columna y el factor de longitud efectiva será de 2.0. La

resistencia elástica de esta columna será solamente la cuarta parte de la correspondiente a otra columna de la misma longitud, pero con extremos articulados.

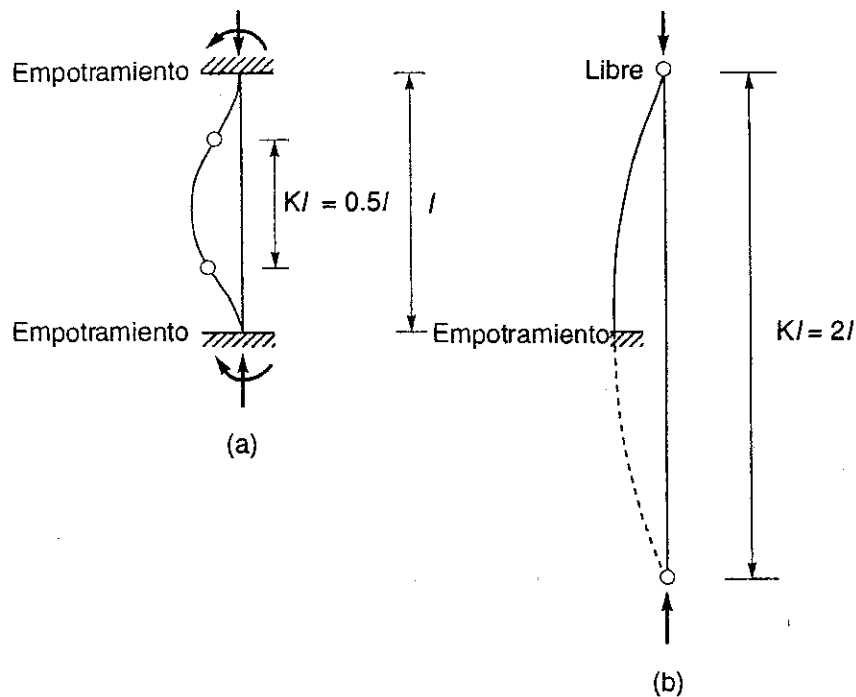


Figura 6: Concepto de longitud efectiva

Un acercamiento más profundo en el concepto de longitud efectiva debe realizarse para el análisis y diseño de marcos continuos resistentes a momento, ya sea con desplazamiento lateral permitido o impedido. Las especificaciones LRFD presentan en la parte de comentarios, nomogramas que incluyen varios valores  $K$  dados en función de los valores  $I/L$  correspondientes a las vigas adyacentes a las columnas, que se suponen rígidamente conectadas a las columnas. Se hace la hipótesis conservadora de que todas las columnas en la porción de la estructura bajo consideración, alcanzan sus cargas de pandeo individuales simultáneamente. Los nomogramas se basan en un análisis de pendiente/deflexión que incluye el efecto de la carga de la columna. Los subíndices  $A$  y  $B$  de los valores  $G$  presentados, corresponden a los nudos en los dos extremos de la columna en consideración. El valor  $G$  se define de la siguiente manera:

$$G = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g / L_g} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde:

$\Sigma$  = Sumatoria de todos los miembros rigidamente conectados al nudo (A o B) en el plano del análisis

$I_c$  = Momento de inercia de la columna

$L_c$  = Longitud sin soporte de la columna

$I_g$  = Momento de inercia de la viga respecto al eje perpendicular al plano de pandeo

$L_g$  = Longitud de la viga u otro elemento restrictivo

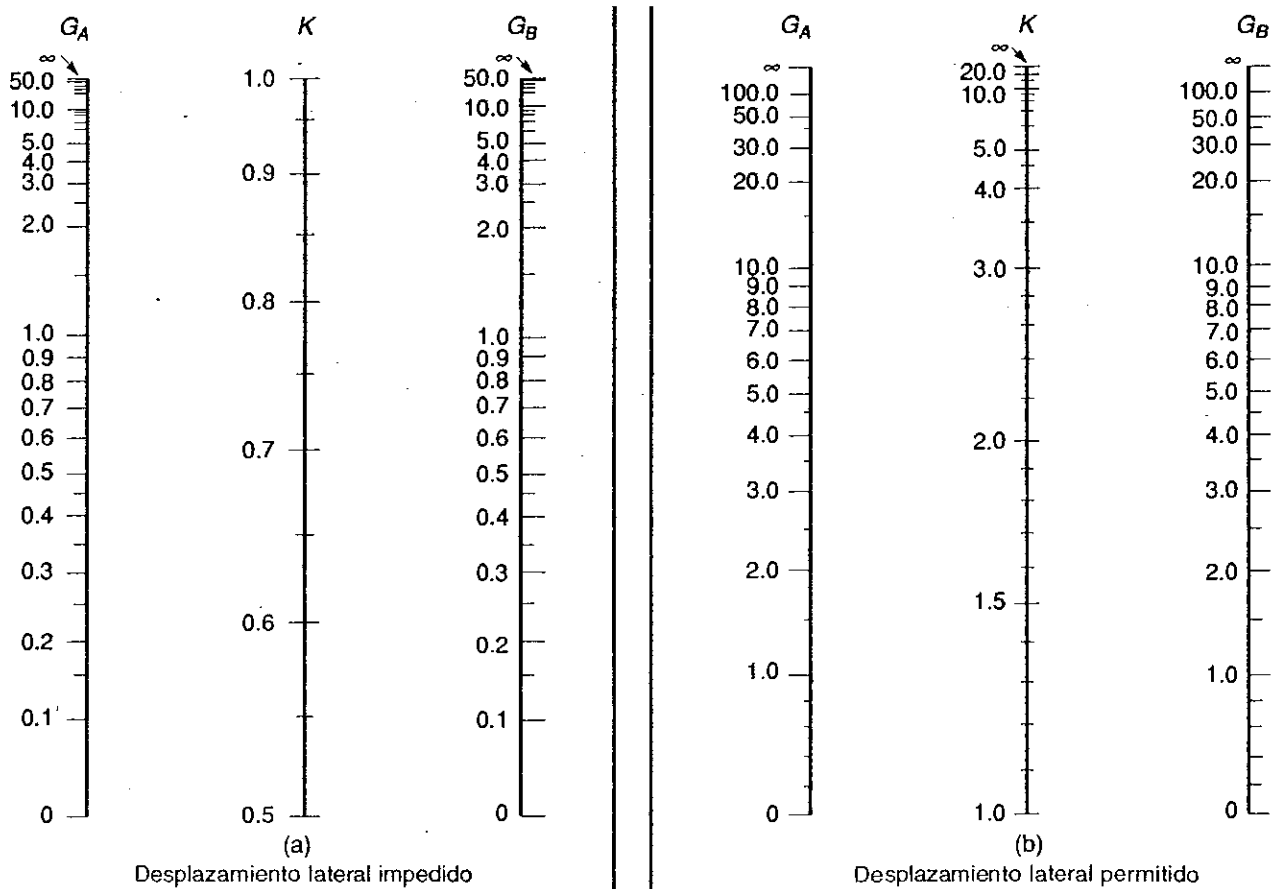


Figura 7: Nomogramas para la longitud efectiva de columnas en marcos continuos

Las recomendaciones SSRC indican que para la base de una columna conectada a una zapata por medio de una articulación sin fricción,  $G$  es teóricamente infinita, pero debe tomarse igual a 10 en el diseño práctico. Si la base de la columna está rígidamente unida a una zapata apropiadamente diseñada,  $G$  tiende a un valor teórico de cero, pero debe considerarse igual a 1.0.

Para mayor exactitud, la rigidez de la viga  $I_g/L_g$  en la ecuación 35 debe multiplicarse por un factor cuando se sabe que existen ciertas condiciones en el extremo alejado. Para los casos con desplazamiento lateral impedido, los factores apropiados son 1.5 cuando un extremo alejado de la viga es articulado y de 2.0 cuando el extremo alejado de la viga es empotrado. Para el caso de desplazamiento lateral no impedido, el factor es de 0.5 para el extremo alejado de una viga articulada. Con el valor  $G_A$  y  $G_B$  ya definido, se unen estos valores por medio de una línea recta para la selección apropiada del valor correspondiente de factor de longitud efectiva  $K$ .

El lector se podría encontrar con la incertidumbre de la forma de determinar la longitud efectiva de las columnas, las cuales pertenecen a un sistema estructural completo y es el que debe definir el factor de longitud efectiva  $K$ . Con ese objeto, las especificaciones LRFD en su Parte 4 listan las diferentes condiciones que rigen la definición de los valores  $K$ . A continuación se presenta un resumen el cual contiene una descripción de cada caso y hace referencia a tablas identificadas y número de secciones del Manual LRFD en la parte de comentarios y fue tomado de la Parte 4 del mismo (*Longitud Efectiva y Esbeltez de Columnas*, página 4-4). Por lo anterior, es posible utilizar el listado como una guía práctica con base en las tablas y gráficos mostrados en el presente punto:

- a. Para columnas con condiciones de extremo idealizadas, los valores recomendados para  $K$  pueden ser determinados de las especificaciones LRFD, Tabla C-C2.1.
- b. Para columnas en marcos arriostrados y para elementos a compresión en armaduras de tijera,  $K$  es normalmente tomado como la unidad por las

especificaciones LRFD, Sección C2.1, a menos que un valor menor sea justificado por el análisis. A pesar de que el nomograma mostrado en la Figura C-C2.2a de las especificaciones LRFD (desplazamiento lateral impedido en marcos arriostrados) puede ser utilizado para ese propósito, se debe notar que las provisiones de estabilidad de riostras dadas en las especificaciones LRFD, Sección C3.3 están basadas en la utilización de un valor  $K=1$ .

- c. Para columnas en marcos resistentes a momento, el nomograma mostrado en la Figura C-C2.2b de las especificaciones LRFD (desplazamiento lateral permitido) puede ser utilizado para ese propósito.

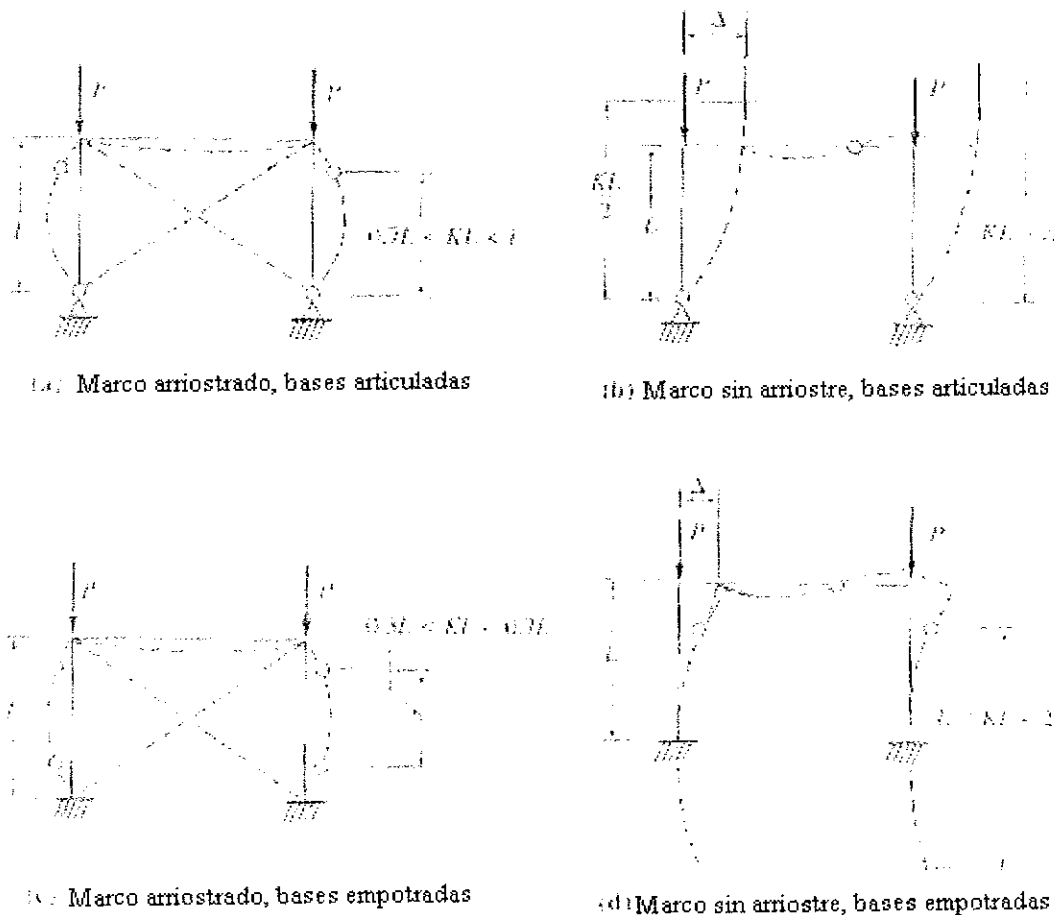


Figura 8: Longitud efectiva  $KL$  en marcos

## 6. Diseño por LRFD de perfiles W sujetos a compresión axial

El presente punto se desarrollará haciendo referencia a la Parte 1 del Manual LRFD, en la cual se presentan las propiedades de perfiles de molino, y a la Parte 2, la cual contiene las tablas utilizadas en el diseño de columnas.

Independientemente si se diseña por el método de esfuerzos permisibles o por el método de factores de carga y resistencia, la resistencia de un elemento a compresión se basa en su área gruesa  $A_g$ . La resistencia es siempre una función de la relación de esbeltez efectiva  $Kl/r$ , y en columnas cortas el esfuerzo de fluencia del acero  $F_y$ . Debido a que el radio de giro depende del perfil seleccionado, el diseño de elementos a compresión es un proceso indirecto a menos que se cuente con las tablas de cargas para columnas. El procedimiento general para satisfacer la ecuación 33 presentada anteriormente es el siguiente:

- a. Calcule la carga facturada  $P_u$  aplicando los correspondientes factores de carga a la carga de servicio y utilizando las combinaciones de carga apropiadas.
- b. Defina el factor de longitud efectiva  $K$  según las condiciones aplicables al elemento a diseñar.
- c. Defina la relación de esbeltez efectiva para ambos ejes,  $K_x l_x / r_x$  y  $K_y l_y / r_y$ .
- d. Asuma un esfuerzo crítico  $F_{cr}$  basado en el valor  $Kl/r$  determinado.
- e. Calcule el área gruesa requerida a partir de  $P_u / \phi F_{cr}$ .
- f. Seleccione un perfil W. Note que se debe satisfacer las limitaciones en la relación ancho/espesor  $\lambda_r$  para alma y patines dadas en la Tabla B5.1 del Manual LRFD, y se deben aplicar para prevenir el pandeo local de los componentes.
- g. Basado en el valor mayor  $K_x l_x / r_x$  o  $K_y l_y / r_y$  del perfil W seleccionado, calcule el esfuerzo crítico  $F_{cr}$ .
- h. Calcule la resistencia de diseño  $\phi P_n = 0.85(F_{cr} A_g)$  para el perfil W.
- i. Compare  $\phi P_n$  con  $P_u$ . Cuando la resistencia proporcionada por el perfil seleccionado no exceda la resistencia requerida, se debe repetir los pasos del b. al i.

## D. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN POR LRFD

### 1. Introducción a los elementos sometidos a flexión

Cuando se habla de elementos sometidos a flexión se refiere comúnmente a vigas. Una viga está definida como un elemento que actúa esencialmente para soportar carga transversal y en ella se presenta una combinación de esfuerzos a tensión y a compresión, contando con uno de sus componentes para cada caso. Se observará que la resistencia de las vigas está en función de lo que se le llama su soporte lateral. Se hará énfasis en el tipo de viga con soporte lateral continuo, pues es el caso de los elementos soportando losa de concreto por medio de la utilización de *steel-deck*. Debido a la aplicación de cargas flexionantes, se producen momentos positivos y negativos, que para el caso de los positivos el apoyo proporcionado por la losa satisface las condiciones de soporte continuo. Para la zona de momentos negativos, no existe losa que proporcione restricción, por lo que podría acudir a un soporte externo específico, como podría ser el tipo conocido como *pata de gallo*.

### 2. Soporte Lateral

Generalmente una viga perteneciente a una estructura posee algún tipo de restricción en su patín a compresión, aun cuando no posee una conexión en su patín superior a un sistema de piso o techo, siempre existe fricción entre el patín de la viga y cualquier elemento que soporte. Existen dos categorías de soporte lateral, las cuales se describen a continuación:

- a. Soporte lateral continuo: Este tipo de soporte es proveído por el patín en compresión embebido en la fundición de la losa de concreto.
- b. Soporte lateral a determinado intervalo: Este tipo de soporte es proveído por vigas transversales, marcos laterales o riostras, en donde el sistema es adecuadamente rigidizado y embreizado.

### 3. Comportamiento de elementos sometidos a flexión

Una vez comprendido en concepto de soporte lateral en vigas sometidas a flexión, y su importancia e influencia en las especificaciones de diseño, se procede a determinar las propiedades de la sección transversal de la viga, las cuales también son una variable que define el comportamiento de la misma bajo los esfuerzos de flexión a la que está siendo sometida, por lo que se incluirán las especificaciones del Manual LRFD que definen estas condiciones.

En la Figura 9 se presenta una curva típica que relaciona la longitud sin soporte lateral con el momento resistente nominal al que está siendo sometida la viga. Las condiciones de soporte lateral marcan en el comportamiento de las vigas tres intervalos: pandeo plástico, pandeo inelástico, y pandeo elástico. Se observa que si las vigas tienen un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, la viga se pandeará plásticamente. Según se aumenta la separación entre los soportes laterales, la viga comenzará a fallar inelásticamente bajo momentos menores. Por último, para el caso de soportes laterales bastante espaciados, la viga fallará elásticamente.

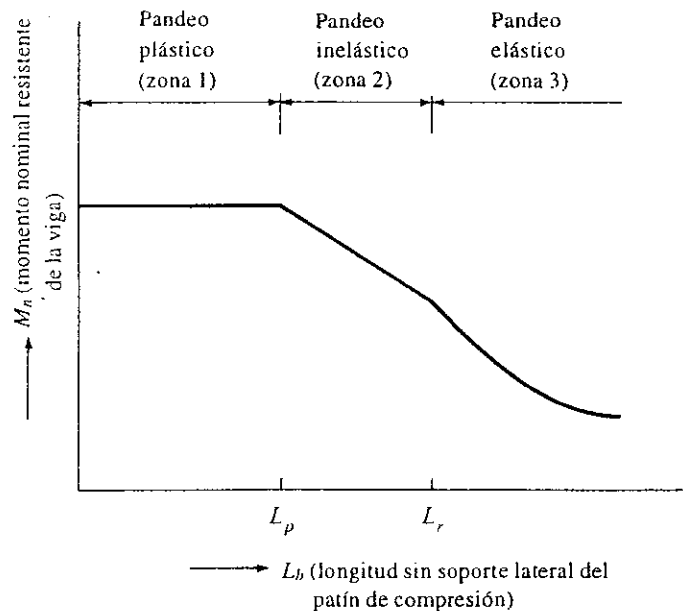


Figura 9: Relación entre momento nominal y longitud sin soporte lateral

- a. Pandeo Plástico: Una viga compacta con soporte lateral en su patín de compresión puede cargarse hasta que alcance su momento plástico  $M_p$ . Si se aplicara una carga mayor, se produciría una redistribución de momentos. Por eso se describe el comportamiento plástico de una viga como la capacidad de alcanzar su momento plástico y luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para que se redistribuyan internamente los momentos.

Con base en la información presentada en la Figura 9, es posible observar que una viga compacta con soporte lateral ligeramente espaciado en su patín de compresión, puede ser cargada hasta alcanzar su momento plástico y lograr la redistribución de momentos explicada anteriormente, siempre que la separación entre los soportes laterales no exceda un cierto valor denominado  $L_p$ . Se entenderá entonces por este valor como la longitud límite no soportada para desarrollar por completo la capacidad a flexión plástica, y está en función de la sección transversal del elemento y de su esfuerzo de fluencia.

- b. Pandeo Inelástico: Al aumentar los espaciamientos entre los soportes laterales, el elemento es capaz de soportar carga hasta que algunas, pero no todas las fibras de su parte en compresión, estén bajo el esfuerzo  $F_y$ . La sección no tendrá la capacidad de rotación suficiente para permitir la redistribución total de momentos y no podrá llegar a su estado plástico. Por lo anterior se puede decir que el elemento puede flexionarse hasta alcanzar la deformación de fluencia en algunos de sus elementos a compresión, antes de que ocurra el pandeo. A este pandeo se le denomina pandeo elástico.

A medida que se aumenta el espaciamiento de los soportes laterales de la viga, disminuye también el momento que la sección resiste, al punto de fallar antes de que se alcance en cualquier punto el esfuerzo de fluencia. La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar  $F_y$  en un punto, es el extremo del intervalo inelástico. A este límite se le identifica en la Figura 9 como

$L_r$ , y en las especificaciones LRFD está definido como la longitud límite sin soporte lateral para pandeo lateral torsional, y su valor está en función de las propiedades de la sección transversal del elemento, del esfuerzo de fluencia del material y de los esfuerzos residuales presentes en la viga. Por lo anterior, se determina que al instante en que se presente un momento que produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la viga, la viga se pandeará.

- c. Pandeo Elástico: Si la longitud no soportada lateralmente supera el valor de  $L_r$  la sección se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto. Al aumentar esta longitud, el momento de pandeo se vuelve cada vez más pequeño. Al incrementar la carga en una viga, el momento flexionante aumentará de tal manera que la viga se desplazará transversalmente a un punto en el que se alcanzará un valor crítico para el momento. En este punto la sección transversal de la viga girará y el patín de compresión se moverá lateralmente. Se define entonces  $M_{cr}$  como el momento crítico de pandeo elástico y está en función de la resistencia torsional del elemento.

Otro factor importante de mencionar en el comportamiento de elementos bajo esfuerzos de flexión, es la participación de los esfuerzos residuales en los elementos. Una causa muy importante de los esfuerzos residuales es el enfriamiento irregular que sufren los perfiles después de haber sido laminados en caliente, como es el caso de los perfiles W, los cuales presentan este tipo de esfuerzos en los puntos exteriores de los patines y la parte media del alma, los cuales se enfrían rápidamente mientras que las zonas de unión entre el alma y patines lo hacen lentamente. Los valores numéricos de estos esfuerzos serán aplicados según el caso a lo largo del presente capítulo.

#### **4. Compactibilidad de secciones**

Dado que las propiedades de la sección transversal ejercen influencia en el comportamiento de la viga bajo esfuerzos de flexión, se han clasificado estas secciones según las dimensiones de sus componentes, como los patines y el alma. La sección de las especificaciones LRFD referentes a esta clasificación está en el Capítulo B, Sección

B5, y la tabla que muestra los límites  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  para prevenir el pandeo local en vigas, están dados en la Tabla B5.1 de la misma sección B5 del Manual LRFD. A estas tablas debe referirse el lector para información más detallada, sin embargo en las especificaciones B5.1 LRFD se muestra el criterio utilizado para dicha clasificación. En el punto mencionado, se establecen las siguientes clasificaciones de las secciones de los elementos:

- a. Secciones Compactas: Para que una sección sea clasificada como compacta sus patines deben estar continuamente unidos al alma y la relación ancho/espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones limitantes de ancho-espesor  $\lambda_p$  dadas en la Tabla B5.1. Al mantener la relación ancho/espesor  $\lambda \leq \lambda_p$ , la capacidad a flexión de la viga será igual al momento plástico  $M_p$ .
- b. Secciones No Compactas: Las secciones no compactas son aquellas secciones cuyas relaciones ancho/espesor  $\lambda$  exceden los valores dados para  $\lambda_p$  pero no excede los valores correspondientes a  $\lambda_r$ . El momento nominal  $M_n$  para secciones no compactas lateralmente estables y con elementos con relaciones ancho/espesor exactamente igual a  $\lambda_r$  es la resistencia de momento que se da cuando la fibra extrema de la sección alcanza el esfuerzo de fluencia  $F_y$ .
- c. Secciones Esbeltas: Las secciones esbeltas se definen como las secciones cuyas relaciones ancho/espesor  $\lambda$  de cualquiera de sus elementos exceda los valores dados para  $\lambda_r$ . Cuando esta relación es excedida,  $\lambda > \lambda_r$ , los elementos de placas se pandearán en el rango elástico donde la resistencia es inversamente proporcional al cuadrado de la relación de esbeltez. Por esta razón, a éstos perfiles se les llama *esbeltos*.

## 5. Diseño de Perfiles W sujetos a esfuerzos flexionantes

Aplicando el criterio de diseño del método LRFD a los elementos bajo esfuerzos de flexión, la ecuación 17 se puede presentar de la siguiente forma:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

$\phi_b$  = Factor de resistencia relacionado con esfuerzos de flexión = 0.90

$M_n$  = Momento nominal del elemento a flexión

$M_u$  = Momento producido por la carga última aplicada al elemento

Este criterio de diseño aplicado a elementos sujetos a esfuerzos flexionantes debe realizarse considerando el cumplimiento de los estados límites de servicio y resistencia última especificados en el punto A del presente capítulo. Los estados límites de servicio se relacionan con deflexiones excesivas. Lo anterior se debe a que las vigas en particular presentan deflexiones que deben mantenerse dentro de cierto margen, para que la estructura a la que pertenecen cumpla su función específica, en lo que a “estado límite de servicio” se refiere. En lo que respecta a los “estados límite de resistencia” aplicados a esfuerzos a flexión, son los límites de la capacidad de la viga para absorber la carga debido a fluencia excesiva o al pandeo. Algunos de los estados límite más críticos en elementos a flexión son: pandeo (local del alma y del patín), articulaciones plásticas, y tramos de viga con esfuerzos cortantes excesivos.

Para explicar el proceso de diseño de los perfiles W, se hará referencia a los estados de pandeo plástico, inelástico y elástico, descritos en el punto 3 del presente capítulo.

#### **a. Pandeo plástico en la viga**

El momento nominal para secciones compactas lateralmente estables de acuerdo con el Apéndice F1 de las especificaciones LRFD se presenta de la siguiente manera:

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde:

$M_n$  = Momento nominal del elemento a flexión

$M_p$  = Momento plástico =  $F_y Z$

$Z$  = Módulo Plástico

$F_y$  = Esfuerzo mínimo de fluencia

Para que la igualdad mostrada en la ecuación 38 se cumpla, es necesario que la longitud sin soporte lateral no exceda  $L_p$ , cuyo valor numérico está dado en la fórmula F1-4 de las especificaciones LRFD:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

(Ec. 39)

Cumpliendo con la longitud sin soporte lateral dada en la ecuación 39 y cumpliendo las condiciones de sección compacta descritas en el punto 4.a del presente capítulo, se tiene que el momento producido al aplicar esfuerzos flexionantes a una viga debe cumplir el momento último o de diseño dado por:

$$M_u = \phi_b M_n = \phi_b F_y Z \quad \text{con } \phi_b = 0.9$$

(Ec. 40)

Se debe notar que la definición de momento plástico de la ecuación 38 no está afectada por los esfuerzos residuales mencionados en el punto 3 del presente capítulo. La razón de esto es que la sumatoria de los esfuerzos a compresión residuales es igual a la sumatoria de los esfuerzos en tensión residuales en la sección, por lo que el efecto neto es teóricamente igual a cero.

### b. Pandeo inelástico en la viga

Tal como se definió en el comportamiento de pandeo inelástico en el punto 3.b del presente capítulo, la capacidad de resistir momento de una viga irá reduciéndose a medida que el espaciamiento de su longitud de soporte lateral incremente gradualmente, aumentando más allá de la longitud  $L_p$ . Por último, para una longitud sin soporte lateral igual a  $L_r$  la viga se pandeará elásticamente tan pronto como se alcance el valor  $F_y$  del esfuerzo de fluencia en cualquier punto. El valor numérico  $L_r$  está definido en la ecuación F1-6 de las especificaciones LRFD, Capítulo F. Debido a lo explicado anteriormente la sección no tendrá la capacidad de rotación suficiente para permitir la redistribución total de momentos y no podrá llegar a su estado plástico. En este caso la presencia de los esfuerzos residuales sí ejerce influencia en el

comportamiento de flexión de la viga, cuya sección iniciará su fluencia bajo esfuerzos aplicados iguales a  $F_{yw} - F_r$ , donde  $F_{yw}$  es el esfuerzo de fluencia del alma y  $F_r$  es igual al esfuerzo de compresión residual supuesto igual a 10 Kips/plg<sup>2</sup> para el caso de perfiles de molino o laminados.

Debido al esfuerzo residual  $F_r$ , explicado en el párrafo anterior, el esfuerzo por flexión calculado elásticamente, sólo puede alcanzar el valor  $F_{yw} - F_r$  dado anteriormente. Al momento donde la viga con longitud sin soporte lateral igual a  $L_r$  comienza a fluir en presencia de un esfuerzo residual de compresión se le llama  $M_r$  y está definido de la siguiente forma:

$$M_r = S_x (F_{yw} - F_r) \quad (\text{Ec. 41})$$

Coeficientes de flexión: Para la explicación del comportamiento de las vigas con pandeo elástico e inelástico, las especificaciones LRFD utilizan el término  $C_b$ , el cual es un coeficiente de momentos que toma en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo lateral torsional de la viga. Por lo anterior, se dice que el pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del elemento. Las especificaciones LRFD presentan una ecuación para el cálculo del valor  $C_b$  presentada en la ecuación F1-3 del capítulo F.

Considerando un valor de  $C_b=1$ , la capacidad permisible de momento para secciones compactas flexionadas respecto a su eje fuerte y con longitud sin soporte lateral igual a  $L_r$ , está dada por:

$$M_u = \phi_b M_r = \phi_b S_x (F_{yw} - F_r) \quad (\text{Ec. 42})$$

### c. Pandeo elástico

Cuando la longitud no soportada excede el valor de  $L_r$ , la viga se pandeará estando aún en el rango elástico, antes de que alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier

punto de la sección, por lo que su capacidad nominal de momento será igual al momento crítico en pandeo lateral, presentado en la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EC_w}{GJL_b^2}} \quad (\text{Ec. 43})$$

## 6. Especificaciones para esfuerzos de corte en elementos a flexión

Si una viga está siendo sometida a la acción de una carga que produce esfuerzos flectores, los componentes de la misma soportarán esos esfuerzos, principalmente los patines de la sección. Si se incrementa la carga en la viga hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia por flexión en el patín, éste no tendrá la capacidad de resistir los esfuerzos cortantes que deberán entonces ser soportados por el alma. Si se incrementa aún más el momento flector, el esfuerzo de fluencia por flexión alcanzará las fibras internas del alma, reduciendo aún más el área del alma capaz de resistir esfuerzos cortantes. Las especificaciones LRFD establecen un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área total del alma,  $A_w$ , es igual al peralte total de la sección,  $d$ , multiplicado por el espesor del alma,  $t_w$ .

Existen varias expresiones para diferentes relaciones  $h/t_w$  según si las fallas son plásticas, inelásticas o elásticas, pero todos los perfiles W listados en la primera parte del Manual LRFD cumplen con la clasificación en la cual la capacidad de diseño por cortante es  $\phi V_n$ , donde  $\phi = 0.9$ , y :

$$V_n = 0.60 F_{yw} A_w \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde:

$F_{yw}$  = Esfuerzo de fluencia del alma

$A_w$  = Área transversal del alma = producto de  $t_w$  y  $d$ .

## **E. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN POR LRFD**

### **1. Elementos sometidos a flexocompresión en edificios**

En el caso de marcos de edificios, las columnas que conforman su estructura principal están siempre sujetas a esfuerzos flexionantes producidos por las cargas laterales a la que se somete la edificación. Además del efecto de las cargas laterales, momentos en los extremos de las columnas son causados por la acción continua de marco o por la excentricidad efectiva de las cargas longitudinales. Debido a esto, las columnas deben cumplir ciertas especificaciones que consideran tanto las cargas axiales a compresión que transmiten las cargas gravitacionales por medio de las vigas, como los momentos flexionantes ocasionados por las razones expuestas anteriormente. A estas columnas se les llama *vigas-columnas* y se dice que están sujetas a esfuerzos de flexocompresión.

Estableciendo la sección transversal de la columna, se define su eje local fuerte (X, generalmente) y su eje local débil (Y). Una columna que pertenece a una edificación, recibirá momentos flexionantes respecto a ambos ejes principales locales de su sección transversal, los cuales se identifican como  $M_x$  y  $M_y$ , respectivamente.

### **2. Especificaciones LRFD para elementos viga-columna**

Las especificaciones LRFD para las vigas-columnas están dadas en su Capítulo H, en el cual se presentan las fórmulas de esfuerzos combinados. La sección H1.1 da las normativas a seguir para elementos con combinación de esfuerzos a tensión y esfuerzos a flexión, los cuales deberán ser analizados solamente para los riostras de una edificación. Las ecuaciones que interaccionan los esfuerzos correspondientes a carga axial puramente con los producidos por la flexión están dadas en la sección H1.2, sin embargo, para este caso se deben usar las ecuaciones de la sección H1.1 que son las identificadas como H1-1a y H1-1b, a las cuales se les llama ecuaciones de interacción. Estas ecuaciones tienen la restricción de que son aplicables a elementos doble o simplemente simétricos, el cual es el caso de los perfiles W. A continuación, se

presentan las ecuaciones H1-1a y H1-1b, las cuales como es posible de observar, están en función de la carga axial aplicada al elemento:

Para  $P_u / \phi P_n \geq 0.2$ :

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 45})$$

Para  $P_u / \phi P_n < 0.2$ :

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde:

$P_u$  = Carga a compresión de diseño (demanda)

$P_n$  = Carga a compresión nominal, calculada según ecuación 32 (capacidad).

$\phi_c$  = Factor de resistencia relacionado con esfuerzos de compresión = 0.85

$\phi_b$  = Factor de resistencia relacionado con esfuerzos de flexión = 0.90

$M_{nx}, M_{ny}$  = Capacidad nominal por flexión, que incluye los efectos del pandeo local y del pandeo lateral torsional si es apropiado. Se debe entender por estos valores como los momentos que el elemento puede soportar si solo están presentes momentos flexionantes. Estos valores son calculados considerando la capacidad de flexión del elemento, cada dirección por separado.

$M_{ux}, M_{uy}$  = Momentos requeridos respecto a los ejes x y y o de demanda, tal como son determinados por el análisis estructural aplicado a la estructura a la cual pertenece el elemento, incluyendo los efectos de segundo orden debido a los momentos adicionales causados por la fuerza axial multiplicada por la deflexión (efecto P-delta).

## **F. ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO DE CONEXIONES POR LRFD**

### **1. Tipos de conexiones en estructuras de marcos de edificios**

Las construcciones de acero están catalogadas en la sección A2.2 del manual LRFD en varios tipos, dependiendo de la cantidad de restricción desarrollada por las conexiones. Los tipos de conexiones son los siguientes:

#### **a. Totalmente restringido**

También llamado de marco rígido. Esta situación ocurre cuando las conexiones son proveídas de completa continuidad, de manera que los ángulos originales entre las columnas y vigas se mantienen esencialmente constantes durante la aplicación de cargas en la estructura. En las especificaciones LRFD, a tales conexiones se les llama Tipo FR (por las iniciales en inglés "Fully Restrained") y son las indicadas para marcos resistentes a momentos.

#### **b. Marco simple**

También llamado sin restricción o de extremos libres. Esta situación ocurre cuando la restricción rotacional en los extremos de los elementos es muy pequeña o no es necesaria. En el caso de vigas este tipo de conexiones se aplica para proveer transferencia solamente de esfuerzos cortantes en los extremos. En el diseño de vigas simplemente apoyadas, las conexiones de "extremos libres" deben ser utilizadas. En las especificaciones LRFD, a estas conexiones se les llama Tipo PR (por las iniciales en inglés "Partially Restrained") y esta designación reconoce el hecho de que alguna restricción está siempre presente.

#### **c. Marco semirígido**

En este tipo de conexión, el momento transmitido a lo largo de la junta no es cero (o una pequeña cantidad) como en la conexión de marco simple, ni tampoco con completa continuidad como en la asumida en el análisis elástico de un marco rígido. En las especificaciones LRFD, las conexiones de marco semirígido están incluidas en las "Tipo PR" donde su uso "depende de la

evidencia de la proporción predecible de restricción completa en el extremo". Este tipo de conexión no es utilizada en estructuras en las cuales se les aplica análisis plástico para el diseño, debido a la dificultad que presenta la obtención de la relación momento/rotación para una conexión determinada.

Debido a lo explicado previamente, es fácil determinar entonces que la selección del tipo de conexión a utilizar depende de las idealizaciones planteadas en el modelo de la estructura, previo a la aplicación del análisis de la misma.

Por lo tanto, el tipo de conexiones que debe considerarse para un tipo de estructura de marcos resistentes a momento y marcos arriostrados excéntricamente, es del tipo totalmente restringida, es decir Tipo FR de la clasificación LRFD A2.2., debido a que la conexión diseñada entre vigas y columnas debe transmitir el momento y el cortante calculados, además de poseer la suficiente rigidez como para proporcionar la continuidad total que se ha supuesto en el análisis estructural de fuerzas. Esto significa que el ángulo original entre las vigas y columnas –idealmente 90°– se mantendrá después de aplicadas las cargas.

## **2. Tipos de resistencias en las conexiones**

### **a. Introducción a resistencias en conexiones pernadas**

Las conexiones pernadas transmiten sus esfuerzos por medio del área transversal de pernos, cumpliendo con los requerimientos de resistencias dadas en el Capítulo J del Manual LRFD, para los diferentes esfuerzos. En la Tabla J3.2 se presentan las resistencias nominales tanto de tensión como de cortante, así como el factor de resistencia para los pernos, el cual es siempre igual a 0.75.

Deben considerarse también las concentraciones de esfuerzos que se producen en las cercanías del perímetro de los agujeros de los pernos, para las cuales se dan especificaciones dependiendo del tipo de agujero de perno. Los tres tipos de agujeros son: estándar (*standard*), agujeros cortos alargados (*short-slotted*), y agujeros largos alargados (*long-slotted*). Existen fórmulas para cada una de los tipos de agujeros, las

cuales están en función del diámetro y separación entre pernos, la resistencia última del material de las platinas, y el espesor de las mismas.

#### **b. Resistencia a cortante en conexiones pernadas**

En las conexiones tipo aplastamiento se supone que las cargas que deben transferirse son mayores que la resistencia en la fricción causada al apretar los pernos. Consecuentemente los miembros sufren un pequeño deslizamiento entre ellos quedando los pernos sometidos a cortante y a aplastamiento. La resistencia de diseño de un perno en cortante simple es igual a  $\phi$  veces la resistencia nominal a cortante del perno en kip/plg<sup>2</sup>, multiplicada por el área de su sección transversal. El valor  $\phi$  según el LRFD para cortante es siempre 0.75, tanto para pernos de alta resistencia y remaches, como para pernos ordinarios A307. Consúltese la Tabla J3.2 para consideraciones de diseño en base a las resistencias nominales de otros tipos de pernos.

Las resistencias cortantes nominales de pernos y remaches están dadas en las Tabla J3.2 de las especificaciones LRFD. Para pernos A325 los valores son 48 kip/plg<sup>2</sup> si no se excluyen las cuerdas de los planos de corte y 60 kip/plg<sup>2</sup> si se excluyen. Los valores correspondientes para pernos A490 son 60 y 75 kip/plg<sup>2</sup>. Si un perno está sometido a cortante doble, se considera que su resistencia cortante es el doble que si está sometido a cortante simple. Para especificaciones más profundas sobre pernos de alta resistencia, consúltese la Sección J3.1 del Manual LRFD.

#### **c. Resistencia al aplastamiento en conexiones pernadas**

La resistencia de diseño por aplastamiento en los agujeros para pernos de las uniones pernadas es igual a  $\phi R_n$ , donde  $\phi = 0.75$  y  $R_n$  es determinado de la manera siguiente:

- Para un perno en una conexión con agujeros estándar (*standard*) o agujeros cortos alargados (*short-slotted*) independientemente de la dirección de la carga, o agujeros largos alargados (*long-slotted*) con el tramo largo paralelo a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

Cuando la deformación del agujero del perno bajo carga de servicio es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c tF_u \leq 2.4dtF_u \quad (\text{Ec. 47})$$

Cuando la deformación del agujero del perno bajo carga de servicio no es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.5L_c tF_u \leq 3.0dtF_u \quad (\text{Ec. 48})$$

- Para un perno en una conexión con agujeros largos alargados con el tramo largo perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$R_n = 1.0L_c tF_u \leq 2.0dtF_u \quad (\text{Ec. 49})$$

Para las ecuaciones 46 a 48, las variables utilizadas se describen a continuación:

$R_n$  = Resistencia nominal al aplastamiento, en Kips

$F_u$  = Resistencia mínima especificada a tensión, del material de conexión, en Kip/plg<sup>2</sup>

$L_c$  = Distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre bordes de agujeros adyacentes o el borde del material, en pulgadas.

$d$  = Diámetro nominal del perno, en pulgadas.

$t$  = Espesor del material de conexión, en pulgadas.

Para conexiones, la resistencia al aplastamiento será tomada como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos individuales, cuyas especificaciones para espaciamentos mínimos y máximos entre ellos están dadas en la Sección J3.3, J3.4 y J3.5 del Capítulo J del Manual LRFD.

Las pruebas de conexiones peroadas han mostrado que ni los pernos, ni el material en contacto con éstos falla realmente por aplastamiento. Sin embargo, estas pruebas han mostrado que la eficiencia de las partes conectadas en tensión y compresión se ven afectadas por la magnitud del esfuerzo de aplastamiento. Por tanto, las resistencias nominales de aplastamiento dadas por las especificaciones LRFD son valores arriba de los cuales se considera que la resistencia de las partes conectadas se ve afectada. Lo

anterior significa que los esfuerzos de diseño por aplastamiento, aparentemente muy altos, no son en realidad esfuerzos de aplastamiento sino más bien índices de las eficiencias de las partes conectadas. Si se permiten esfuerzos de aplastamiento mayores que los indicados, los agujeros sufrirán alargamientos mayores de aproximadamente  $\frac{1}{4}$  " y reducirán la resistencia de las conexiones.

### 3. Pernos sometidos a cortante y tensión en conexiones tipo aplastamiento

En la Tabla J3.5 del Manual LRFD se muestran las ecuaciones para pernos en juntas tipo aplastamiento sometidos a tensión y cortante combinados. En estas expresiones  $f_v$  y  $f_t$  son, respectivamente, los esfuerzos calculados de cortante y tensión en los pernos debido a las cargas últimas. Los valores máximos dados en la tabla (por ejemplo, 90 Kips/plg<sup>2</sup> para pernos A325 con cuerdas no excluidas del plano de cortante) son iguales a  $\phi$  veces la resistencia nominal de los pernos si ellos están sometidos sólo a cargas externas de tensión.

La Sección J3.7 del Manual LRFD define la resistencia de diseño de un perno sujeto a tensión y cortante combinado como el producto de  $\phi F_t A_b$ , donde:

$$\phi = 0.75$$

$F_t$  = Resistencia nominal a tensión calculada según las ecuaciones de la Tabla J3.5 como una función de  $f_v$ , el esfuerzo a corte requerido producido por las cargas facturadas. La resistencia de diseño en corte  $\phi F_v$ , tabulada de la Tabla J3.2 será igual o excederá el esfuerzo cortante  $f_v$ .

$$A_b = \text{Área transversal del perno.}$$

### 4. Requerimientos para soldaduras

#### a. Resistencia de diseño de soldaduras

Para el caso de soldaduras, existe una extensa variedad de factores que intervienen para lograr una soldadura que cumpla las especificaciones no solo del código de diseño aplicado, sino otras normas específicas como lo son las emitidas por la Sociedad Americana de Soldadura (abreviada AWS por sus iniciales en inglés "American Welding Society") las cuales emiten los requerimientos de calidad de

soldadura que debe poseer el personal que realizará el trabajo. Debido a lo anterior, se requiere de mano de obra mejor calificada para la aplicación de soldadura en las conexiones y en muchos casos, una certificación de calidad a los soldadores es solicitada. En los requerimientos para soldaduras, no sólo las propiedades del material base de acero son consideradas, sino también las correspondientes al material del electrodo, las cuales deberán tener propiedades similares. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base. La Tabla 5 proporciona las resistencias nominales de varios tipos de soldadura incluyendo las de filete, de tapón, de muesca y las de ranura con penetración completa y parcial.

Tabla 5: Resistencia de diseño de soldaduras

TIPOS DE SOLDADURA, Y ESFUERZO <sup>a</sup>	MATERIAL	FACTOR Ø DE RESISTENCIA	RESISTENCIA NOMINAL $F_{BM}$ o $F_w$	NIVEL DE RESISTENCIA REQUERIDO <sup>b</sup>
SOLDADURA DE RANURA CON PENETRACIÓN COMPLETA				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Debe usarse soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Puede usarse un metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base Electrodo de soldadura	0.90 0.80	$0.60F_y$ $0.60F_{EXX}$	
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN PARCIAL				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Puede usarse un metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura <sup>c</sup>				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Base <sup>d</sup> Electrodo de soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base Electrodo de soldadura	0.90 0.80	$F_y$ $0.60F_{EXX}$	
SOLDADURAS DE FILETE				
Esfuerzo en el área efectiva	Base <sup>d</sup> Electrodo de soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura <sup>d</sup>	Base	0.90	$F_y$	
SOLDADURAS DE TAPÓN O MUESCA				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base <sup>d</sup> Electrodo de soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"

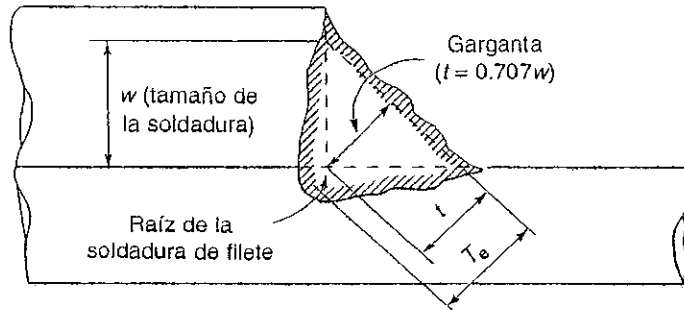
La resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor de los valores de  $\phi F_w$ , (donde  $F_w$  es la resistencia nominal de la soldadura) y  $\phi F_{BM}$  (donde  $F_{BM}$  es la resistencia nominal del metal base).

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es  $0.60F_{EXX}$  (donde  $F_{EXX}$  es la resistencia por clasificación del metal de soldadura) y  $\phi$  es igual a 0.75. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base es  $F_y$  y  $\phi$  es igual a 0.90. La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es  $\phi F_n A_{ns}$  en donde  $\phi$  es 0.75,  $F_n$  es  $0.60F_u$  y  $A_{ns}$  es el área neta sometida a cortante.

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como  $E60XX$ ,  $E70XX$ , etc. En este sistema de clasificación la letra  $E$  significa electrodo y los dos primeros dígitos (como 60 o 70) indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en Kips/plg<sup>2</sup>. Los dígitos restantes designan la posición para soldar, corriente, polaridad, y demás información necesaria para el empleo correcto de un electrodo específico.

#### **b. Soldaduras de filete**

El área efectiva de soldaduras de filete debe cumplir según la definición de la AWS D1.1, Sección 2.4.3 y 2.11. El espesor efectivo de garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta desde la raíz de la junta al rostro de la soldadura, excepto que para soldaduras de filete hechas por el proceso de arco sumergido, el espesor de garganta efectiva deberá tomarse igual al tamaño de la pata, para soldaduras de filete de 3/8" o menores, e igual al valor teórico de garganta mas 0.11 pulgadas para soldaduras de filete mayores a 3/8". La Figura 10 muestra las variables de las dimensiones utilizadas en las soldaduras de filete.



*Figura 10: Nomenclatura de soldaduras de filete.*

Existen limitaciones en lo que respecta al tamaño mínimo de las soldaduras de filete. Estas limitaciones se describen en la Tabla 6 a continuación, la cual está presentada en Manual LRFD, identificada como Tabla J2.4. Esta tabla muestra distintos tamaños mínimos de soldadura con base en el espesor del material que se está conectando.

*Tabla 6: Tamaño mínimo de soldaduras de filete.*

ESPESOR DEL MATERIAL DE LA PARTE UNIDA CON MAYOR ESPESOR (PLG)	TAMAÑO MÍNIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE <sup>a</sup> (PLG)
Hasta 1/4 inclusive	1/8
Mayor de 1/4, hasta 1/2 inclusive	3/16
Mayor de 1/2, hasta 3/4 inclusive	1/4
Mayor de 3/4	5/16

Existen también limitaciones en lo que respecta a tamaños máximos de soldaduras, cuyas descripciones están dadas en la Sección J2.2.2b del Capítulo J del Manual LRFD.

Además de los esfuerzos nominales dados en la Tabla 5, existen otras recomendaciones del LRFD aplicables a la soldadura. Algunas de las más importantes son las siguientes:

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de cuatro veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el tamaño de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a un cuarto de la longitud de la soldadura.
- El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de los bordes de material menor de un cuarto de pulgada de espesor, debe ser igual al espesor del material. Para material de mayor espesor, no debe ser mayor que el espesor del material menos 1/16 plg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta. Para una placa con un espesor de ¼ plg o mayor, es conveniente terminar la soldadura por lo menos 1/16 plg del borde para que el inspector pueda ver claramente el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.

# IV. PRINCIPIOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL PARA LA APLICACIÓN DE MÉTODOS DE SUPERPOSICIÓN MODAL

## A. GRADOS DE LIBERTAD EN ESTRUCTURAS

### 1. Definición de grados de libertad

Considerando una estructura de marcos como la mostrada en la Figura 11, la cual está formada por elementos elásticos con comportamiento de vigas y columnas para los elementos horizontales y verticales, respectivamente. Estos elementos están conectados entre sí en ciertos puntos llamados nudos. Se denomina grado de libertad a la posibilidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, en cierta dirección.

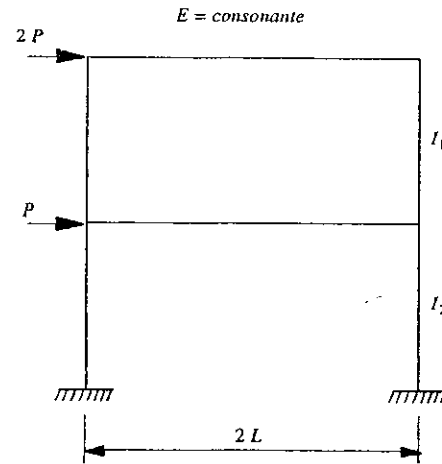


Figura 11: Estructura de marco sujeta a cargas laterales

En estructuras de marcos, los grados de libertad son los giros o desplazamientos de los nudos, identificados en la Figura 12, correspondiente al marco de la Figura 11.

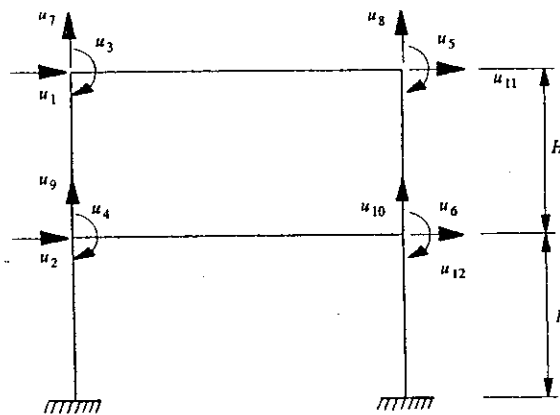


Figura 12: Grados de libertad en estructura de marco

El nombre *desplazamientos generalizados* engloba a desplazamientos lineales y giros. Congruentemente, las fuerzas y momentos aplicados en los nudos en las direcciones de los grados de libertad se denominan "fuerzas generalizadas".

## 2. Grados de libertad dinámicos

Desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas generalizadas de inercia significativas; es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración o momento de inercia por aceleración angular. Por ejemplo en la Figura 13 se muestra un marco que tiene 12 grados de libertad estáticos.

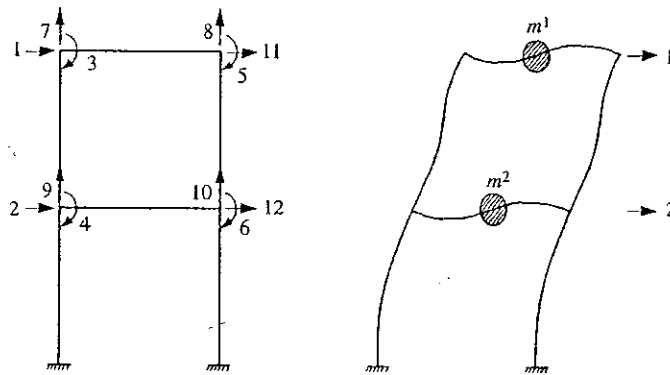


Figura 13: Grados de libertad estáticos y dinámicos

Sin embargo, si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan las masas  $m_1$  y  $m_2$  al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, tenemos un sistema de dos grados de libertad dinámicos que son precisamente los desplazamientos laterales 1 y 2 en la figura anterior. Es importante hacer notar que esto no implica que los restantes giros y desplazamientos se anulen, sino que, aunque asumen valores distintos de cero, no generan fuerzas de inercia de consideración para análisis sísmicos.

En edificios es generalmente aceptable suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, lo que permite expresar el movimiento lateral de cualquier punto del piso en términos de tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales y un giro

alrededor de un eje vertical llamado rotacional. Si un marco o muro está ligado a un diafragma rígido, su desplazamiento lateral en este nivel depende solamente de los valores que adquieran estos tres grados de libertad.

Por otro lado, en vista de que la mayor parte de las masas están directamente soportadas por los pisos, es también aceptable suponer que todas las masas están concentradas en los mismos, de manera que las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales (en dos ejes horizontales perpendiculares) y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor de eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto permite efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso.

Cuando por simetría los pisos no rotan alrededor de ejes verticales, el edificio o sus componentes se pueden modelar como un sistema de un grado de libertad (desplazamiento lateral) por piso. En los resultados de análisis, repercute la hipótesis de que los niveles de la estructura son diafragmas rígidos, ya que implica que las vigas no tienen deformaciones axiales. Este sería el caso del marco de la Figura 11 mostrada en la página 53. Recuérdese que la matriz de rigideces de este marco, que es de  $12 \times 12$ , se puede transformar a una matriz de rigideces lateral de  $2 \times 2$ , expresada en función de los grados de libertad 1 y 2, mediante el proceso de condensación. De esta manera las matrices de rigideces y de masas corresponden a los mismos grados de libertad.

## **B. SISTEMAS LINEALES DE UN GRADO DE LIBERTAD**

### **1. Descripción y ecuación de equilibrio dinámico**

Para la descripción del equilibrio dinámico, se considerará un sistema de un nivel y constituido por una masa concentrada que puede tener un desplazamiento horizontal  $u$ , interactuando con el suelo mediante varios elementos verticales representados esquemáticamente por dos columnas elásticas y por un amortiguador. Cuando el suelo

experimenta un desplazamiento horizontal  $s$ , en la ecuación de equilibrio dinámico aparecen la fuerza de inercia, igual a la masa por su aceleración absoluta  $x$ , la fuerza de rigidez y la de amortiguamiento. En el caso más sencillo, las fuerzas de rigidez y de amortiguamiento son, respectivamente, proporcionales al desplazamiento  $u$  y a la velocidad  $\dot{u}$  de la masa con respecto a su base. Sean  $k$  y  $c$  las constantes de proporcionalidad que se supone que no cambian con el tiempo. La constante  $k$  representa la matriz de rigidez lateral, en este caso de uno por uno, y  $c$  se llama *coeficiente o relación de amortiguamiento*. El conjunto de  $m$ ,  $c$  y  $k$  constituye un sistema lineal de un grado de libertad, con amortiguamiento lineal. Usando el principio de D'Alambert, la ecuación diferencial de equilibrio dinámico es:

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (\text{Ec. 50})$$

## 2. Amortiguamiento crítico

Considerando  $x$  igual a la suma del desplazamiento lateral de la estructura ( $u$ ) y el desplazamiento horizontal del suelo ( $s$ ), aplicando  $x$  a la ecuación 50, se tiene:

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{s} \quad (\text{Ec. 51})$$

Identificando a las variables con punto sobre ellas con derivación con respecto al tiempo. Dividiendo la ecuación 51 entre la masa  $m$ , la variable  $\omega = \sqrt{k/m}$  y  $c_{cr} = 2\sqrt{km}$  y  $\zeta = c/c_{cr}$  se tiene:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{s} \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

$\omega$  = Frecuencia circular natural del sistema

$c_{cr}$  = Amortiguamiento crítico

$\zeta$  = Fracción de amortiguamiento crítico

De las definiciones anteriores, se deduce a partir de  $\omega$  y  $c_{cr}$  es posible determinar que  $c_{cr} = 2m\omega$ , con lo cual se observa que el amortiguamiento crítico está relacionado con la frecuencia fundamental de vibración.

### 3. Frecuencia y período natural de vibración

En la ecuación 52, se describe un sistema que presenta vibraciones libres cuando la masa de la edificación se mueve, pero el suelo permanece sin movimiento y no actúan fuerzas exteriores. Para este caso, se hace cero el segundo término de la ecuación y la solución está dada por:

$$u(t) = Ae^{-\zeta\omega t} \cos\omega_a(t-\gamma) \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

$$\omega_a = \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (\text{Ec. 54})$$

Las variables quedan definidas de la siguiente forma:

$$u(t) = Ae^{-\zeta\omega t} \cos\omega_a(t-\gamma) \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde

$\omega_a$  = Frecuencia natural amortiguada del sistema

$A, \gamma$  = Constantes que dependen de las condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad cuando  $t$  es cero.

La ecuación 53 resulta  $u(t) = A \cos\omega(t-\gamma)$  cuando no existe amortiguamiento ( $\zeta=0$ ) y se dice que la masa tiene movimiento armónico. Al tiempo  $T$  que dura un ciclo de oscilación completo, se le llama período de vibración natural del sistema y está definido por la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi/\omega \quad (\text{Ec. 56})$$

Por otro lado, si el amortiguamiento es igual al crítico ( $\zeta=1$ ) se determina que  $\omega_a=0$  y por lo tanto,  $u(t) = Ae^{-\zeta\omega t}$ , indicando que la masa se moverá sin oscilar y volverá a su posición de equilibrio estático,  $u = 0$ , luego de un tiempo infinito.

En el análisis de edificios, es de mayor interés el caso de amortiguamientos menores que el crítico, para el cual, si el desplazamiento y la velocidad de la masa en el instante  $t=0$  valen, respectivamente  $u_0$  y  $\dot{u}_0$ , por lo que se obtiene:

$$u(t) = Ae^{-\zeta\omega t} \{(\dot{u}_0 + \zeta\omega u_0)(\text{sen}\omega_a t) / \omega_a + u_0\text{cos}\omega_a t\} \quad (\text{Ec. 57})$$

La ecuación 57 describe un movimiento oscilante de la masa con frecuencia  $\omega_a$  y con amplitud exponencialmente decreciente como se muestra en la Figura 14. El período amortiguado  $T_a = 2\pi/\omega_a$  es el tiempo que tarda un ciclo completo de oscilación y es una propiedad de la estructura, independientemente de como se le excite.

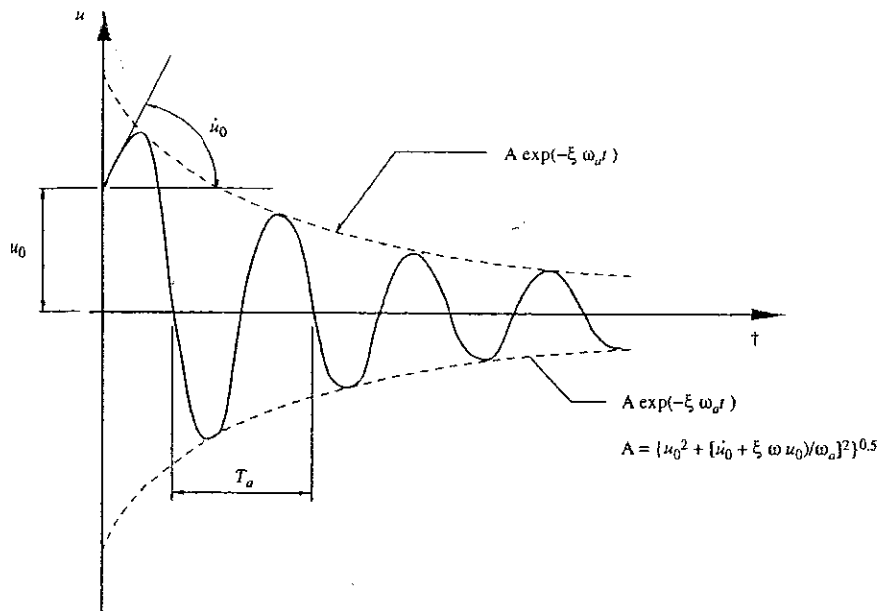


Figura 14: Vibraciones libres para un sistema de un grado de libertad

Normalmente, en estructuras para edificios el amortiguamiento no excede en un 10% del crítico, por lo que se dice que generalmente  $\zeta$  es menor que 0.1. Aún para este límite relativamente alto, la ecuación 53 resulta  $\omega_a = 0.995\omega$ . De esto se concluye que en casos prácticos la influencia del amortiguamiento en la frecuencia de vibración es pequeña, siendo su efecto más importante disminuir la amplitud de dicha vibración conforme avanza el tiempo, según lo expresa el término exponencial de la ecuación 53 y se ilustra en la Figura 14.

#### **4. Espectro de respuesta**

Debido a que las cargas sísmicas son cargas impredecibles en lo que respecta a tiempo de ocurrencia y aceleraciones del suelo sobre el cual se apoya la estructura, es imprescindible que las consideraciones antisísmicas a aplicársele a una estructura incluyan las respuestas máximas que se espera que la misma sea capaz de resistir. Forma parte de los conceptos elementales de la ingeniería sismorresistente la definición de métodos analíticos y numéricos para calcular la respuesta de un sistema de un grado de libertad a un movimiento de la base, descrito mediante un acelelograma. Debe tenerse siempre presente que las propiedades del sistema estructural que determinan tal respuesta son el período de vibración  $T$ , y la fracción de amortiguamiento crítico,  $\zeta$ . Para entender mejor el efecto de un acelelograma en diferentes estructuras conviene fijar la fracción de amortiguamiento crítico y proceder a calcular las respuestas máximas, usualmente la aceleración para distintos valores  $T$ . Debe saberse que a mayor amortiguamiento, menor respuesta para cualquier período. Los resultados obtenidos para estos cálculos se presentan gráficamente, colocando los distintos períodos de vibración analizados en el eje de las  $X$  y su valor correspondiente de aceleración en el eje de las  $Y$ , obteniendo de esta forma el espectro de respuesta del acelelograma.

#### **5. Espectro de diseño**

Los espectros de respuesta de sismos reales tiene forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del período natural. Por lo tanto, es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera bastante distinta a determinado sismo. En la práctica real de diseño estructural, este hecho tiene menos importancia de la que parece a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que no se conoce con certeza el período natural por las incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a que las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo/estructura, modifican el período fundamental de vibración.

Debido a lo anteriormente expuesto, para fines de diseño los reglamentos de construcción, normas AGIES incluidas, prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan las bajadas bruscas de las respuestas. Es importante remarcar que los espectros de diseño toman en cuenta varios aspectos de la respuesta sísmica de edificios, entre ellos las incertidumbres en la evaluación de períodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y de los distintos tipos de suelo, y el comportamiento inelástico. Por estas razones, los espectros de diseño no deben sufrir reducciones adicionales a las descritas en sus gráficas representativas o en los valores obtenidos por fórmula para los distintos intervalos de períodos de vibración.

### **C. SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD**

Para el análisis dinámico de edificios, es generalmente aceptable considerar que las masas de la estructura están concentradas en cada nivel del mismo, y que las fuerzas de inercia importantes son sólo las laterales. Por lo tanto, se describe a continuación los conceptos dinámicos aplicables a edificios de varios niveles, para lo cual se presentarán algunas ecuaciones que describen el comportamiento dinámico de los sistemas de varios grados de libertad.

#### **1. Ecuaciones de equilibrio dinámico**

Al haber analizado ya las ecuaciones para un sistema de un grado de libertad y las variables que se involucran, se hará referencia a las mismas para mostrar su comportamiento dentro de un sistema de varios grados de libertad.

Considerando un sistema de varios grados de libertad con movimiento en sus apoyos o bases, el cual produce desplazamientos  $s(t)$  en el suelo, y un desplazamiento  $u_i$  correspondiente a cada masa  $m_i$  del edificio. Las fuerzas de inercia en este caso están dadas por  $m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{s})$ ,  $m_2(\ddot{u}_2 + \ddot{s})$ , ...,  $m_i(\ddot{u}_i + \ddot{s})$ . Las fuerzas en los elementos elásticos se calculan como el producto de la matriz de rigidez lateral  $K$  por los desplazamientos laterales, es decir:

$$F_e = Ku \quad (\text{Ec. 58})$$

Donde  $F_e$  representa el vector de fuerzas inerciales inducidas a la estructura,  $K$  es la matriz de rigidez lateral de la estructura, y  $u$  es el vector de deformaciones o desplazamientos laterales de cada nivel.

De manera análoga al sistema de un grado de libertad es posible expresar las fuerzas de amortiguamiento lineal como el producto de una matriz de amortiguamiento por las velocidades, como se expresa a continuación, donde el punto denota nuevamente derivación con respecto al tiempo:

$$F_a = C\dot{u} \quad (\text{Ec. 59})$$

Para conservar la condición de equilibrio, para cada masa la suma de todas las fuerzas debe ser cero. Debido a esto se presenta a continuación la ecuación de equilibrio dinámico:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{s}_{uni} \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde  $M$  se denomina "matriz de masas", donde su número de filas y de columnas está definido por el número de masas del edificio (número de niveles). La variable  $s_{uni}$  representa un vector unitario (todos valores 1) con el número de columnas igual al número de niveles del edificio.

## 2. Vibraciones libres

Considerando el caso más simple en el que no existen amortiguadores y no existe movimiento del suelo, la ecuación 60 se puede expresar de la siguiente manera:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (\text{Ec. 61})$$

Debido a que toda estructura elástica puede vibrar libremente en forma tal que el desplazamiento de cada una de sus masas con respecto a su posición de equilibrio estático es igual al producto de una función de la posición de la masa considerada por

una función del tiempo, que es la misma para todas las masas. Lo anterior puede establecer que los desplazamientos se pueden expresar como:

$$u(t) = Z q(t) \quad (\text{Ec. 62})$$

Donde los valores  $u(t)$  y  $Z$  están definidos respectivamente como el vector de desplazamientos de cada nivel  $(u_1, u_2, u_3, \dots, u_i)$  y el vector de constantes independientes del tiempo  $t$ ,  $(z_1, z_2, z_3, \dots, z_i)$ .

Se dice entonces que una estructura de este tipo vibra en sus modos naturales. El conjunto de valores  $z_i$  descritos anteriormente se denomina "forma del modo" y el período de la función del tiempo  $q(t)$ , si existe, se llama "período natural".

Aplicando derivadas a la ecuación 62 y sustituyendo en la ecuación 61, se tiene:

$$MZ \ddot{q} + KZ q = 0 \quad (\text{Ec. 63})$$

Donde se omitieron los indicadores de función de tiempo,  $(t)$ , por cuestión de simplicidad en la expresión. Aplicando las variables de masa  $i$  en la ecuación 63, se tiene:

$$m_i z_i \ddot{q} + (\sum_j k_{ij} z_j) q = 0 \quad (\text{Ec. 64})$$

Presentado de otra forma:

$$\frac{\ddot{q}}{q} = \frac{\sum_j k_{ij} z_j}{m_i z_i} \quad (\text{Ec. 65})$$

Ambos términos de la ecuación anterior deben ser constantes para que la igualdad se cumpla, ya que el primer término está en función del tiempo y el segundo no. Llamando al valor constante  $-\omega^2$ , se obtiene:

$$\ddot{q} + \omega^2 q = 0 \quad (\text{Ec. 66})$$

y su correspondiente solución es:

$$q = a \text{ sen } \omega(t - \tau) \quad (\text{Ec. 67})$$

Lo anterior demuestra que existen modos de vibración que satisfacen las condiciones de la ecuación 62, cuyos valores son tales que el movimiento de cada masa es armónico simple, con período natural  $T = 2\pi/\omega$ , donde  $\omega$  se llama a la frecuencia circular. Aplicando dos veces la derivada a la ecuación 67 se tiene:

$$\ddot{q} = -\omega^2 a \text{ sen } \omega(t - \tau) = -\omega^2 q \quad (\text{Ec. 68})$$

Sustituyendo en la ecuación 63, considerando  $q \neq 0$ , se tiene:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\mathbf{Z} = 0 \quad (\text{Ec. 69})$$

La anterior ecuación es un sistema de ecuaciones lineales homogéneo. Para que existan valores de  $\mathbf{Z}$  distintos de cero es necesario que el determinante del sistema se anule, por lo que se tiene:

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (\text{Ec. 70})$$

### 3. Frecuencias obtenidas

La solución a la ecuación 70 constituye un problema de valores característicos. Al desarrollar el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado  $n$ , cuya incógnita es el valor  $\omega^2$ , donde  $n$  es el número de grados de libertad. La solución de esta ecuación algebraica provee  $n$  valores de  $\omega^2$ , es decir, de donde se pueden obtener  $n$  frecuencias naturales de vibración  $\omega$ , que corresponden a otros tantos períodos naturales. Para estructuras estables, los valores de  $\omega^2$  son reales y positivos, y sus raíces cuadradas son las frecuencias naturales. Es recomendable identificar las frecuencias en orden creciente, por lo que la primera frecuencia  $\omega_1$  –también conocida como frecuencia fundamental, pues corresponde al valor del primer período fundamental de vibración– tiene el menor valor, y la última,  $\omega_n$ , el mayor.

### 4. Modos de vibración

Reemplazando cada valor de la frecuencia obtenida en la ecuación 69, se puede obtener vectores  $\mathbf{Z}_j$  diferentes de cero. Cada uno de ellos se llama modo de vibración. No resultan soluciones únicas para cada modo, sino solamente valores relativos entre las  $z_{ij}$ , es decir, que no están definidas las amplitudes de las vibraciones, sino las

relaciones entre todas ellas. Se demuestra entonces que los modos de vibración tienen las siguientes propiedades:

- a. Ortogonalidad con respecto a la matriz de masas:

$$\mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_r = 0 \quad \text{si } j \neq r \quad (\text{Ec. 71})$$

- b. Ortogonalidad con respecto a la matriz de rigideces:

$$\mathbf{Z}_j^T \mathbf{K} \mathbf{Z}_r = 0 \quad \text{si } j \neq r \quad (\text{Ec. 72})$$

- c. Los modos naturales constituyen un conjunto completo, lo que significa que cualquier configuración de desplazamientos  $u$  puede expresarse como una combinación lineal de los valores  $Z_j$ , es decir:

$$u = \sum_j a_j Z_j \quad (\text{Ec. 73})$$

Los productos  $m_j^* = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_j$  y  $k_j^* = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{K} \mathbf{Z}_j$  son cantidades escalares que se denominan masa y rigidez generalizadas del modo  $j$ , respectivamente. Sus valores dependen de la escala de cada modo, aunque el cociente del segundo sobre el primero se mantiene constante y es igual al cuadrado de la frecuencia del modo en cuestión.

#### D. ANÁLISIS MODAL APLICADO A EDIFICIOS

Las frecuencias de vibrar de sistemas estructurales de edificio, pueden ser calculadas resolviendo la ecuación 70. Para edificios de más de un nivel, es necesario utilizar procedimientos numéricos programados para computadoras, los cuales utilizan métodos de cálculo para determinar los modos y frecuencias a vibrar.

La ecuación de equilibrio dinámico correspondiente a edificios de varios niveles, con la diferencia de que incluyen la torsión ocasionada por la masa rotacional respecto al eje global vertical, se establece la siguiente ecuación basada en la ecuación 60:

$$\mathbf{M} \ddot{u} + \mathbf{C} \dot{u} + \mathbf{K} u = -\mathbf{M} \mathbf{R} \ddot{s}(t) \quad (\text{Ec. 74})$$

La anterior ecuación incluye el vector  $\mathbf{R}$ . Esto se debe a que a diferencia del caso sin torsión, mientras las aceleraciones de los pisos ocurren en las dos direcciones horizontales y tienen un componente rotacional, las aceleraciones del suelo existen sólo en la dirección del análisis. Por esta razón, se ha incluido el vector  $\mathbf{R}$ , que contiene unos en los lugares correspondientes a los grados de libertad orientados en la dirección en cuestión y ceros en las demás celdas. De esta manera, el acelerograma  $s(i)$  aparece solamente en las ecuaciones correspondientes a la dirección del movimiento de la base, como se verá en las ecuaciones utilizadas para calcular el coeficiente de participación de cada modo.

Los modos de vibración están formados por desplazamientos y rotaciones, en concordancia con los grados de libertad escogidos y cumpliendo las propiedades enunciadas en el punto C.4 del presente capítulo. Por lo tanto, la solución modal de las ecuaciones de equilibrio dinámico dadas anteriormente siguen los pasos descritos para estructuras con desplazamientos en una sola dirección horizontal, a las que corresponden las ecuaciones de equilibrio dinámico mostrado en la ecuación 60. La fórmula para calcular el coeficiente de participación del modo  $j$  se escribe:

$$p_j = (\mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{R}) / (\mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_j) \quad (\text{Ec. 74})$$

Y aplicando la propiedad de modos ortonormales mostrada en la ecuación 71, se tiene:

$$p_j = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{R} \quad (\text{Ec. 75})$$

Las masas efectivas de los modos permanecen iguales a los cuadrados de los correspondientes coeficientes de participación y su suma también proporciona la masa total del edificio. Se mantienen sin cambios las expresiones para determinar los desplazamientos modales.

## E. COMBINACIÓN DE RESPUESTAS MODALES MÁXIMAS

Debido a los razonamientos expuestos en el punto C.3 del presente capítulo, por medio de las herramientas proporcionadas en el análisis dinámico de estructuras, es posible determinar una serie de frecuencias obtenidas, y por consiguiente, sus correspondientes valores de período de vibración. Cada uno de estos valores obtenidos corresponde a la respuesta de la estructura en base a los modos calculados. Cada modo, aporta a la estructura su correspondiente respuesta máxima, la cual puede estar dada como un valor de deformación de entrepiso, momento de volteo, fuerza cortante en la base, etc. Sin embargo, para fines de diseño, es importante determinar la respuesta total máxima  $R$ , de la estructura por la participación de todos los modos.

Un valor superior dentro de un intervalo de  $R$  es la suma de las respuestas modales máximas, es decir:

$$R \leq |r_j| \quad (\text{Ec. 76})$$

Para el análisis sísmico aplicado a una estructura de edificio de varios niveles, las respuestas más importantes a considerar son los valores de las fuerzas cortantes producidas en la base de la estructura,  $V_B$ . La aplicación de las diferentes fórmulas de superposición, también llamada "combinación modal", se orientará a la obtención de este valor de corte en la base, cuyo valor combinado se le llama "cortante basal combinado,  $V_{BC}$ ". Se describen a continuación, los enunciados de fórmulas correspondientes a cada uno de los tres métodos utilizados en el diseño estructural:

### 1. Método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS)

Se le llama abreviadamente SRSS, debido a sus siglas en inglés de "Square Root of the Sum of their Squares". Como lo dice su nombre, este método toma el valor del corte basal de cada modo, y lo eleva al cuadrado; se suman todos los valores de cada modo elevados al cuadrado y a ese resultado total, se le calcula su raíz cuadrada. Este método propuesto por Roseblueth en 1951 considera que la igualdad es casi siempre conservadora ya que las respuestas máximas de los modos no ocurren simultáneamente. Mediante estudios probabilísticos, se demostró que en estructuras

elásticas es más realista estimar  $V_{BC}$  de esta forma, la cual se puede expresar de la siguiente forma:

$$V_{BC} = \sqrt{\sum_j r_j^2} \quad (\text{Ec. 77})$$

Este método es adecuadamente aplicado para el caso de sistemas cuyos periodos tengan una separación entre sí de por lo menos el 10%. Por tal motivo, se ha adoptado aplicarlo siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran entre sí, para el caso que se denominan desacoplados. Por tal razón, para este método no se calculan coeficientes de acoplamiento. La condición de desacoplamiento se cumple normalmente cuando en el cálculo de modos de vibración no se consideran como grados de libertad los giros de torsión en planta ni las deformaciones de estructuras secundarias.

## **2. Método de Combinación cuadrática completa (CQC)**

Se le llama abreviadamente CQC, debido a sus siglas en inglés de "Complete Quadratic Combination". Este método fue desarrollado por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981, y consiste en combinar las respuestas modales y se le llama combinación completa debido a que considera la interrelación de todos los coeficientes de acoplamiento entre las frecuencias de los modos en consideración. El criterio del método para combinar las respuestas modales, considera los sismos como procesos estocásticos cuya duración es grande comparada con los periodos del edificio.

Es posible determinar si las frecuencias de los modos son cercanas entre sí, simplemente observando los valores de las mismas y comparar numéricamente entre las frecuencias correspondientes a los modos que afectan la estructura en el mismo sentido de los ejes globales. Por ejemplo, si el segundo modo y el quinto modo afectan la estructura lateralmente respecto al eje X, se deben comparar ambos valores de frecuencias y determinar si difieren entre ellos en menos del 10%. Para el caso de que lo anterior sí se cumpla, las normas AGIES recomiendan la aplicación del método CQC. Independientemente a esto, el método CQC puede calcular los coeficientes de

acoplamiento, los cuales están en función de las frecuencias obtenidas y para el caso de que los porcentajes críticos de amortiguamiento sean iguales, la ecuación para obtener los coeficientes de acoplamiento son:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \left(1 + \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{3/2}}{\left(1 - \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2\right)^2 + 4\xi^2 \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(1 + \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)\right)^2} \quad (\text{Ec. 78})$$

El valor de cortante basal combinado calculado por este método, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{BC} = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} v_i v_j} \quad (\text{Ec. 79})$$

Donde:

- $\rho_{ij}$  = Coeficiente de acoplamiento entre modo  $i$  y modo  $j$ .
- $v_i$  = Cortante basal según modo  $i$
- $v_j$  = Cortante basal según modo  $j$
- $v_i v_j$  = Producto de cortantes basales entre modo  $i$  y modo  $j$

### 3. Método de Semisuma

El método de semisuma es recomendado por varios códigos de diseño, entre los cuales se puede mencionar ATC. Las normas AGIES incluye este método en sus recomendaciones como el método indicado para hacer la superposición modal. La combinación se hará de la manera siguiente, según la ecuación 3-3/10 de las normas citadas:

$$V_{BC} = 0.5 \left[ \sum |v_i| + \sqrt{\sum v_i^2} \right] \quad (\text{Ec. 80})$$

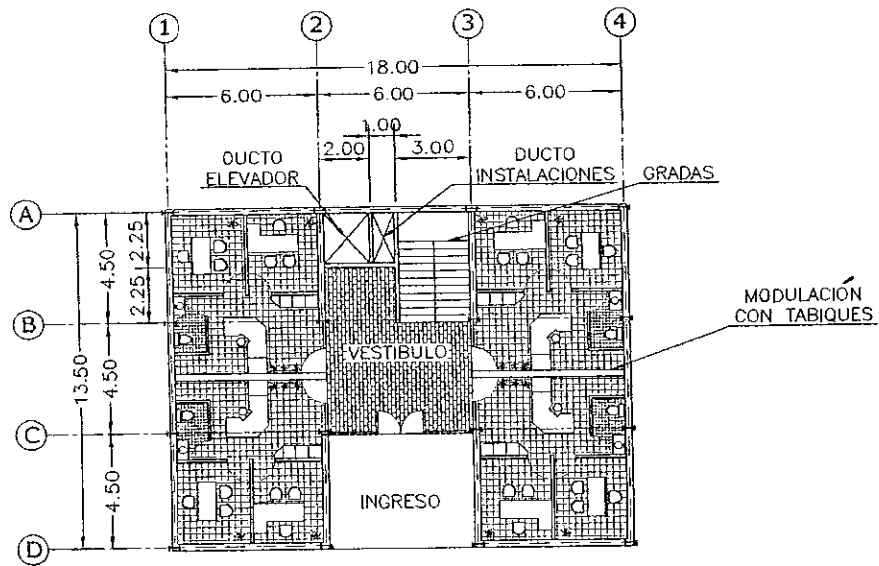
## **V. DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO POR LRFD CON ANÁLISIS SÍSMICO UTILIZANDO LA COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA COMO MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL**

### **A. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA**

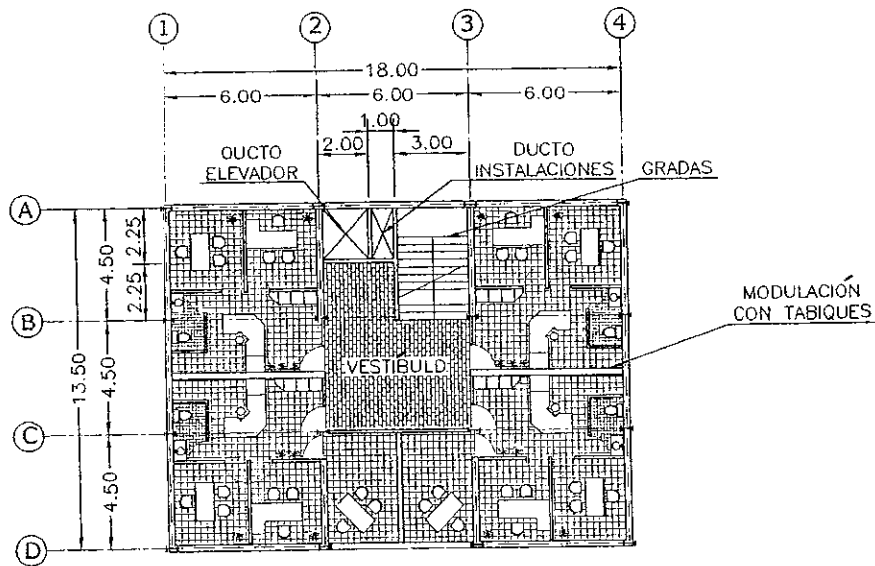
Los aspectos que intervienen en el diseño estructural deben ser tomados en cuenta desde la primera etapa, en la cual se hace la concepción global de la estructura. Un ejemplo de estos factores es el de economía en el diseño estructural, el cual no se debe considerar solamente en la etapa del diseño propiamente dicho por el hecho de que en la definición geométrica de las plantas y elevaciones de la estructura, está implícito el dimensionamiento de los elementos principales y secundarios que la conforman. Es en la etapa de la definición geométrica en la que se trazan los ejes principales, se definen las longitudes de vigas y columnas, las alturas de entrepisos, se ubican las instalaciones esenciales, e incluso la orientación con respecto a los puntos cardinales de la planta principal. Lo anterior debe determinarse basado en la utilización que se le dará a la estructura.

La estructura que se procederá a diseñar en el presenta capítulo será utilizada para la construcción de módulos de oficinas y se ambientará dentro del perímetro de la ciudad de Guatemala. La modulación interna se realizará por medio de módulos de tabiques y un forro exterior de vidrio, cubriendo la totalidad del perímetro exterior de las plantas de todos los niveles.

Con el objeto de presentar una distribución interna de ocupación en cada nivel, se ilustra a continuación las plantas amuebladas de primer nivel y planta típica para el resto de niveles, a excepción de la losa de techo.



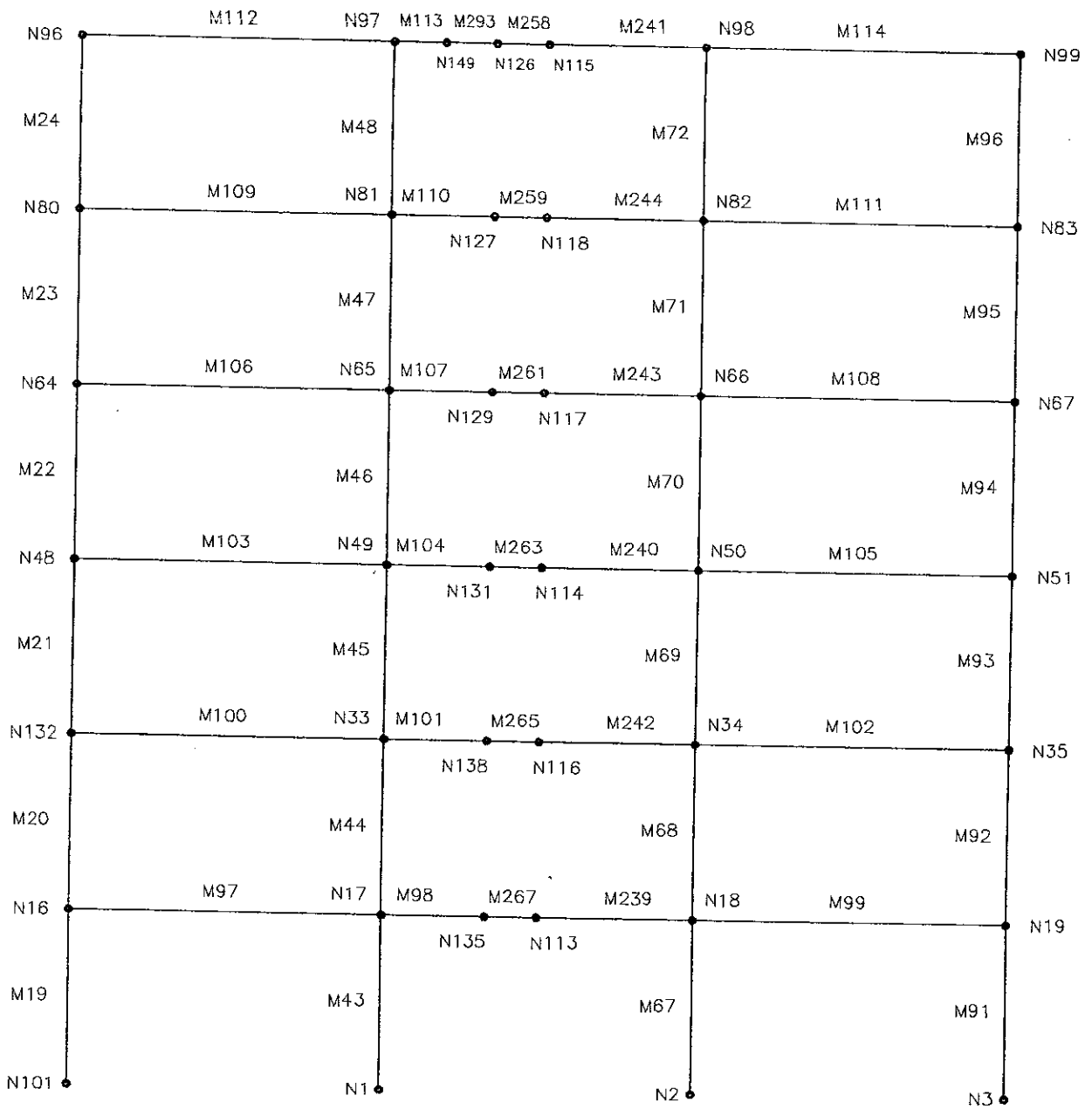
**PLANTA DE DISTRIBUCIÓN 1er. NIVEL**  
 ESCALA : SIN ESCALA



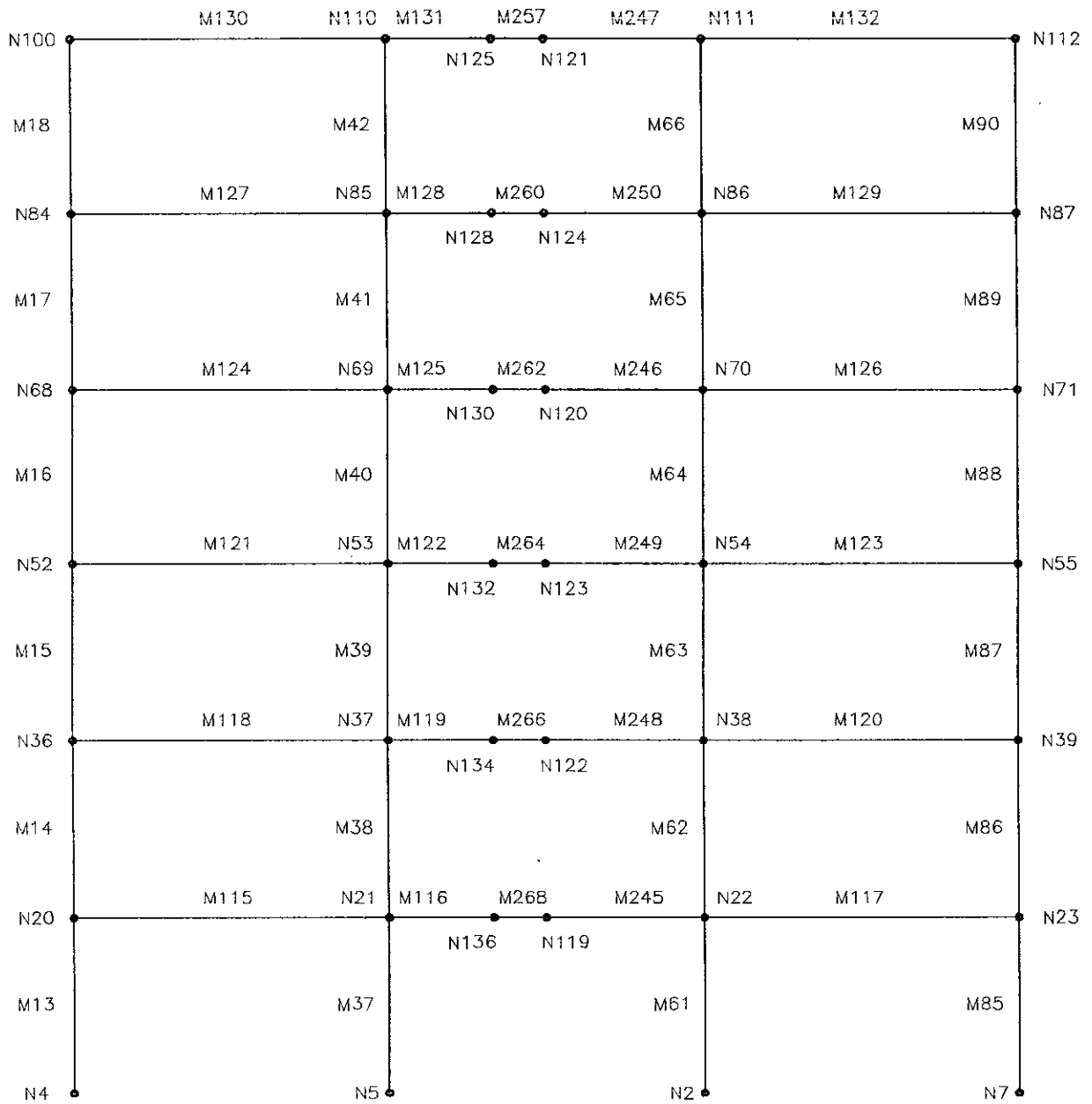
**PLANTA DE DISTRIBUCIÓN NIVEL TÍPICO**  
 ESCALA : SIN ESCALA

*Figura 15: Distribución en planta del edificio, acotada en metros.*

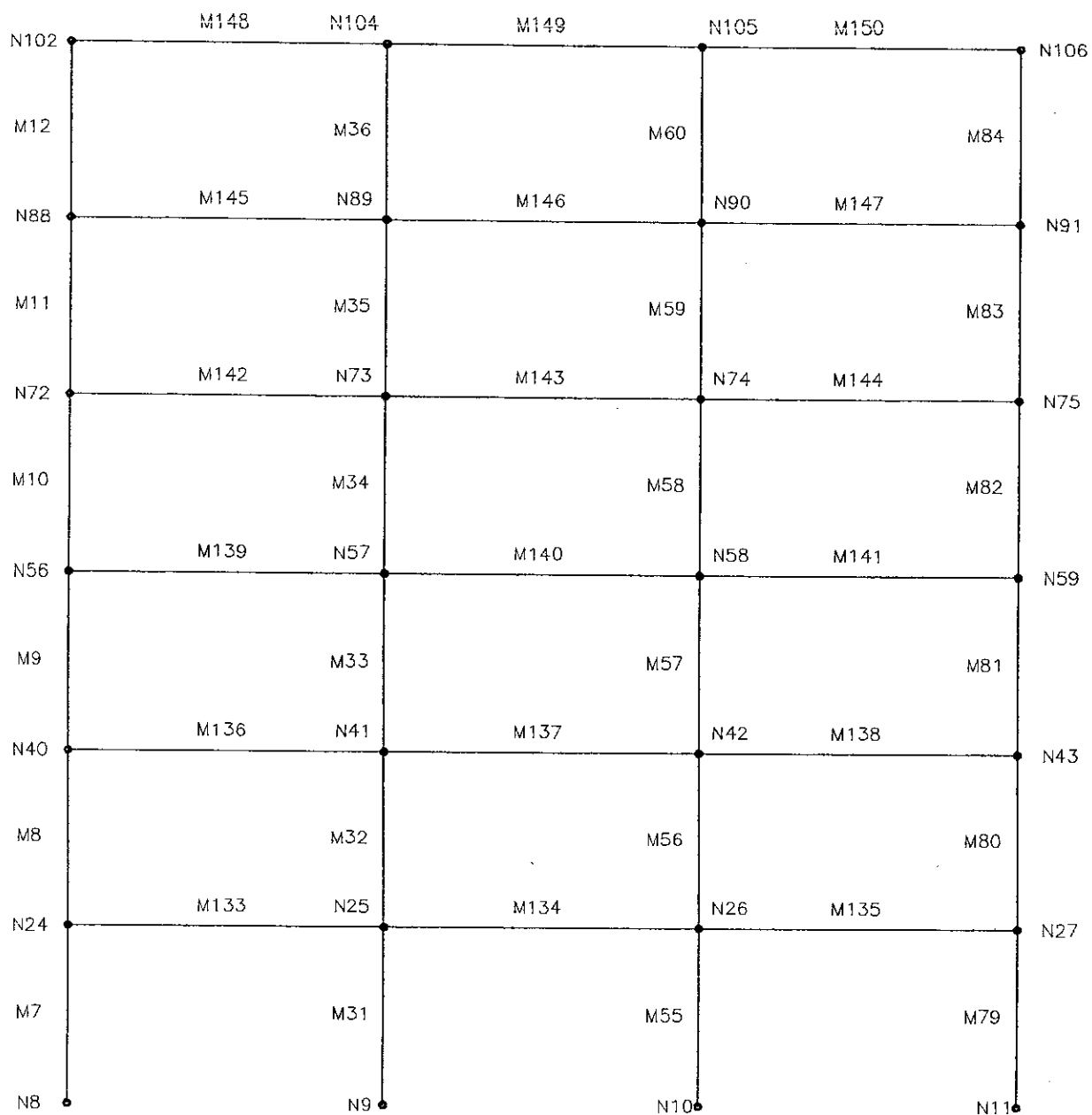
Definida la distribución en planta, se presenta a continuación la identificación de número de elementos y de nudos, para facilitar la referencia de los mismos durante el proceso de diseño. Se pide hacer referencia a la planta general para identificar las elevaciones tanto de ejes número, como de ejes letra.



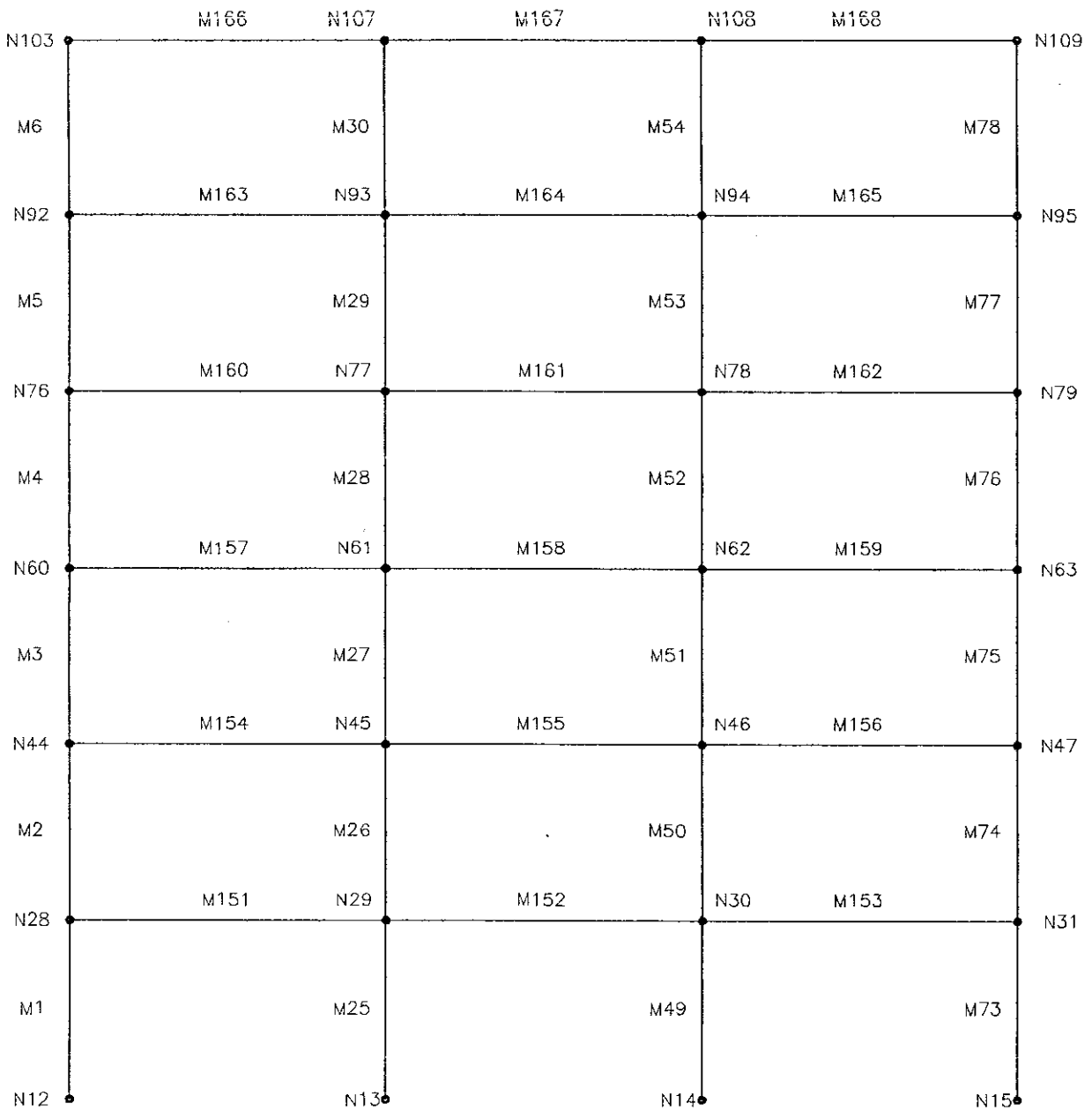
*Figura 16: Definición de geometría de la estructura e identificación de elementos y nudos*  
***Elevación de Eje "A"***



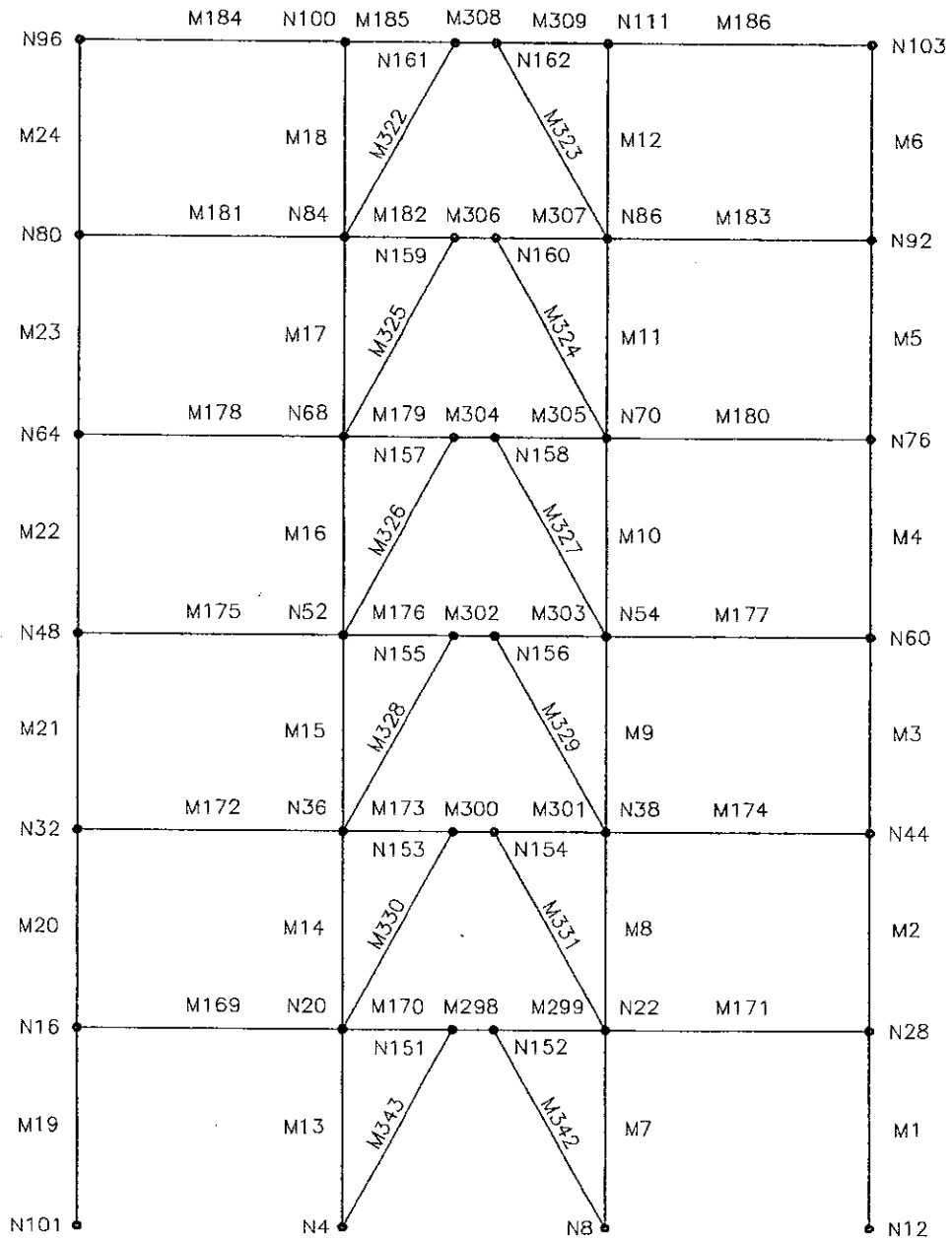
*Figura 17: Definición de geometría de la estructura e  
identificación de elementos y nudos  
Elevación de Eje "B"*



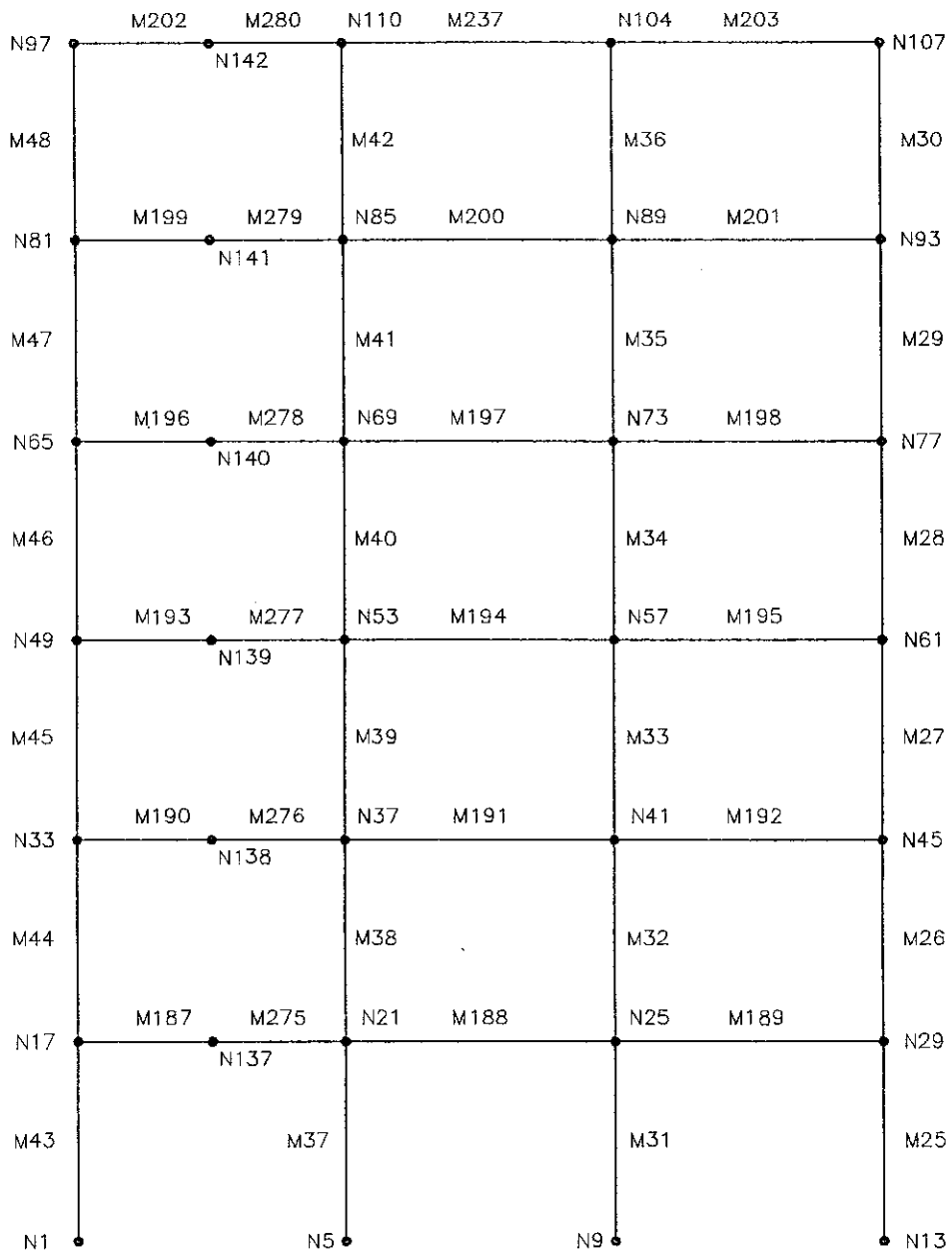
*Figura 18: Definición de geometría de la estructura e  
 identificación de elementos y nudos  
 Elevación de Eje "C"*



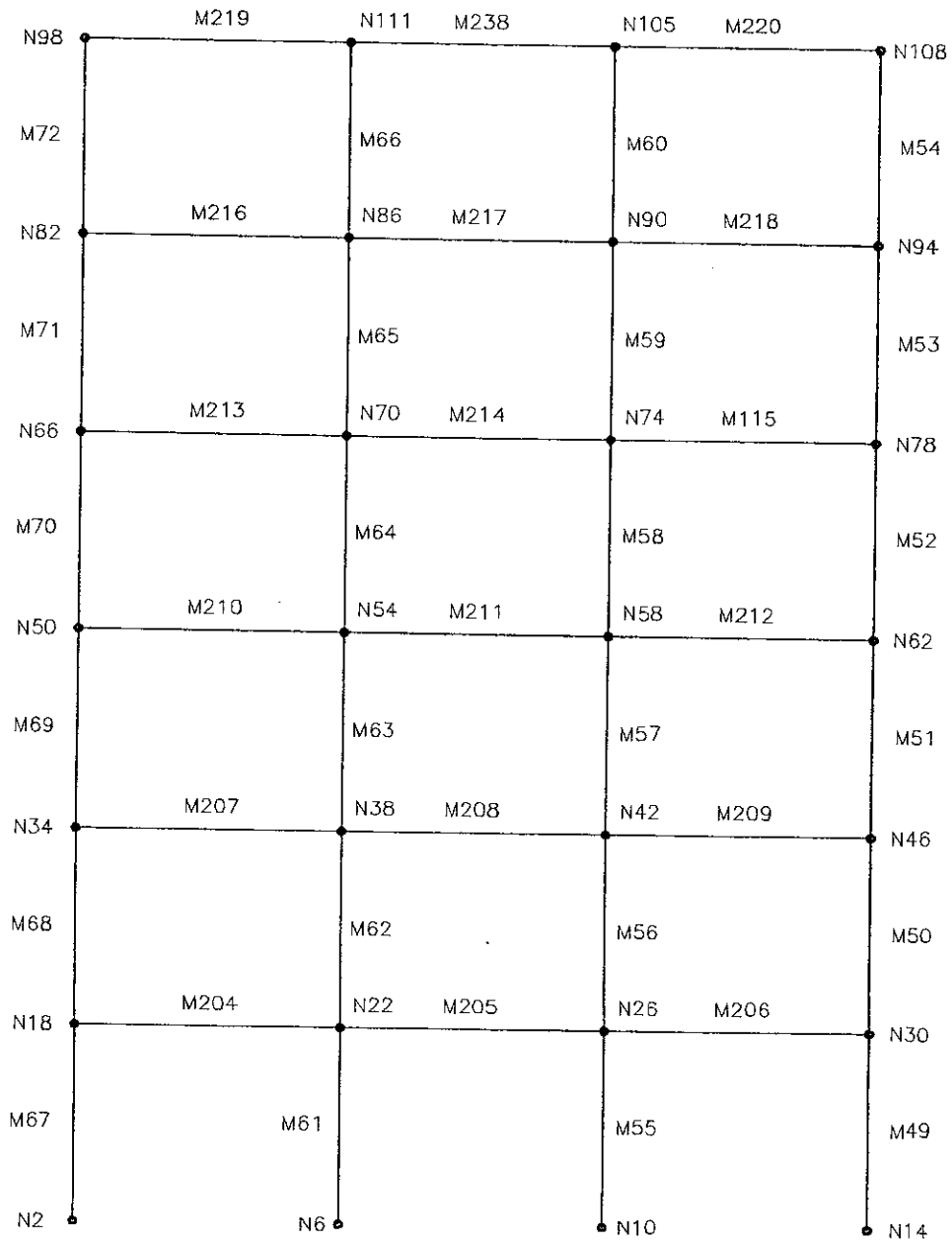
*Figura 19: Definición de geometría de la estructura e identificación de elementos y nudos*  
**Elevación de Eje "D"**



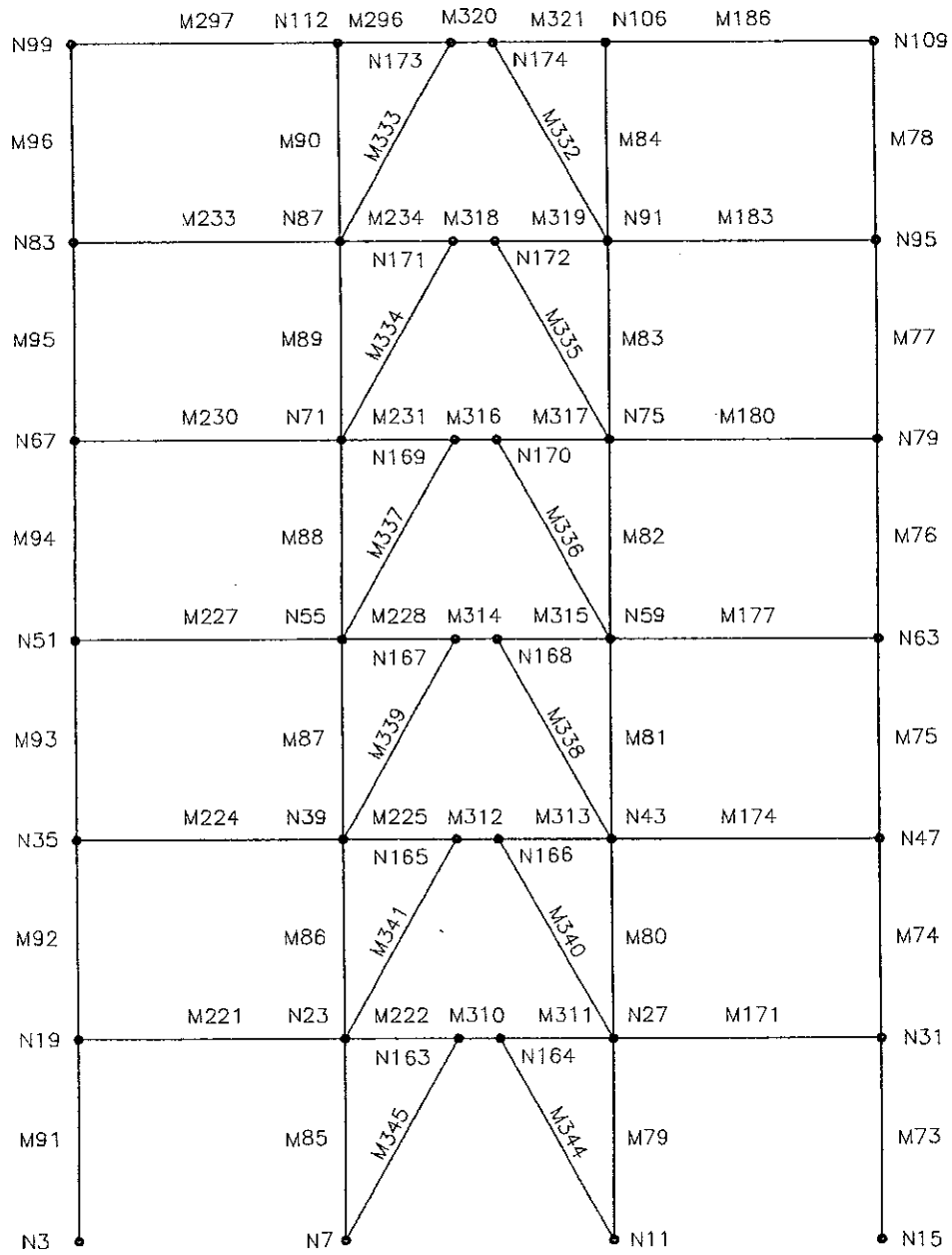
*Figura 20: Definición de geometría de la estructura e identificación de elementos y nudos*  
***Elevación de Eje "1"***



*Figura 21: Definición de geometría de la estructura e identificación de elementos y nudos*  
***Elevación de Eje "2"***



*Figura 22: Definición de geometría de la estructura e identificación de elementos y nudos*  
***Elevación de Eje "3"***



*Figura 23: Definición de geometría de la estructura e identificación de elementos y nudos*  
***Elevación de Eje "4"***

Se procede a asignar una descripción a cada elemento que conforma la estructura, con el objeto de uniformizar el diseño en lo que a selección de perfiles se refiere. Esta descripción consiste en definir si el elemento es columna, viga, o riostra, asignándole también un número para cada tipo. En otras palabras, cada elemento tendrá una descripción de la siguiente forma: COLUMNA 1, COLUMNA 2, etc, y las vigas de igual manera, VIGA 1, VIGA2, etc, pudiendo varios elementos poseer la misma descripción; por consiguiente, al momento de realizar el diseño final, será seleccionado el mismo perfil para los elementos que posean la misma descripción.

Para la asignación de la descripción de los elementos de la estructura del edificio, se tomó como base las siguientes pautas de uniformidad, los cuales –dependiendo de los resultados del análisis estructural preliminar– pueden ser modificados durante el proceso de diseño. Los elementos que poseerán la misma descripción son los siguientes:

1. Las columnas de las esquinas de las plantas de cada nivel, variando de perfil cada dos niveles. Se proporcionará una rigidez uniforme al perímetro de la configuración en planta, y de esta forma prevenir esfuerzos torsionales que afecten la rotación respecto al eje global Y de los diafragmas rígidos.
2. Las columnas intermedias tanto de los ejes número como de los ejes letra, variando de perfil cada dos niveles. Se obtendrán con esta configuración, perfiles simétricos respecto al eje global Y.
3. La orientación de todas las columnas en su eje local "x" (eje fuerte) será paralelo a los marcos de los ejes letra, pues es en éste sentido donde –debido a la longitud mayor de las vigas (6 metros) y al no riostramiento de marcos– las columnas presentarán mayores esfuerzos de flexión al momento de ser sometidas a cargas laterales como lo son las de viento o sismo, comportándose como vigas-columnas.
4. Las vigas de los ejes letra con longitud de 6 metros variarán cada dos niveles, y será en estas vigas en las que se cargarán las losas de piso con lámina *steel-deck* para su posterior fundición de concreto.

5. Las vigas de los marcos de ejes número con longitud de 4.50 metros variarán cada dos niveles, y serán estas vigas las que proporcionen la rigidez necesaria a los marcos orientados en este sentido.
6. A las vigas que conforman el módulo de escaleras se les asignará el mismo perfil por su uniformidad en todos los niveles incluyendo también, como elementos secundarios, la viga de carga del ascensor y el módulo que conforma el ducto de instalaciones.
7. Se le proporcionará riostramiento de tipo excéntrico a los marcos extremos orientados en los ejes número (1 y 4), por ser los marcos ubicados en el sentido corto de la estructura respecto a sus ejes globales y con el objeto de proporcionarles mayor rigidez al momento de soportar las cargas laterales a las cuales serán sometidos.

Debido a la concepción preliminar de la estructura basada en las pautas anteriormente explicadas y del tipo de cargas a aplicar, se tomarán en consideración las definiciones proporcionadas en las especificaciones de la AISC denominadas "Seismic Provisions EN Structural Steel Buildings" (Especificaciones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural). Las definiciones a considerar son "Special Moment Frames –SMF–" (Marcos Especiales Resistentes a Momento) y "Eccentrically Braced Frames –EBF–" (Marcos Arriostrados Excéntricamente) para los marcos orientados en los ejes letra y ejes número, respectivamente.

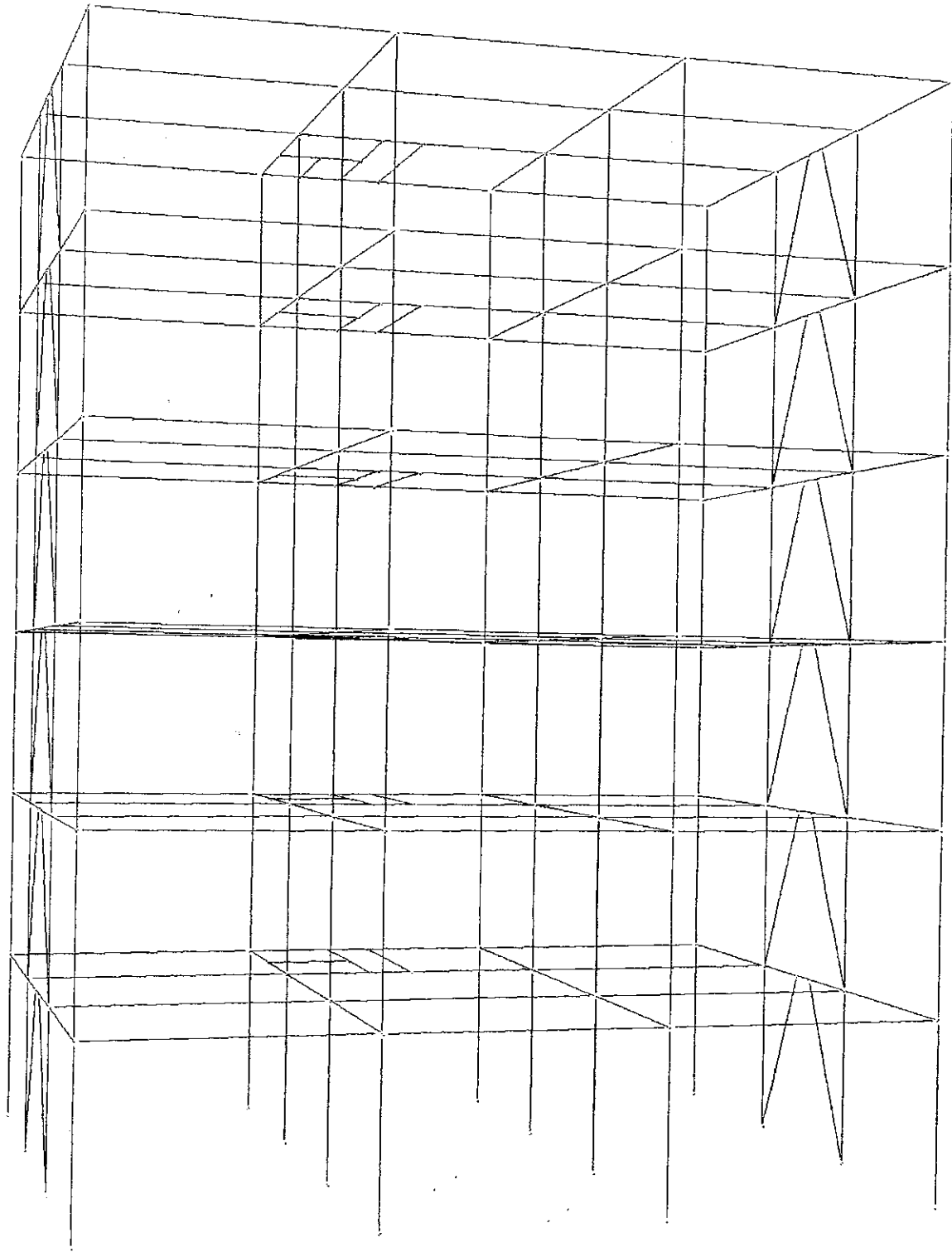
Al riostramiento proporcionado a los marcos EBF se le denomina excéntrico por el hecho de no apoyar las vigas en un solo punto, sino en dos, separados por una distancia proporcional a la longitud de la viga y denominando "acoplamiento" a este segmento corto de viga (llamado "link" en las especificaciones AISC citadas). Por esta razón no se debe confundir con el riostramiento conocido como K invertida. El riostramiento excéntrico tiene como objeto proveer a la viga un segmento de viga capaz de desarrollar esfuerzos plásticos y aseguran que una fluencia cíclica pueda ocurrir en la viga de una manera estable, mientras que los riostramientos diagonales, y los tramos de la viga del acoplamiento que se encuentran fuera de éste, se mantienen

esencialmente debajo de su esfuerzo de fluencia, al ser transmitidos los esfuerzos generados en el acoplamiento, los cuales incluso pueden hasta alcanzar el estado de endurecimiento por deformación.

Se utilizarán las especificaciones de la AISC citadas en el párrafo anterior como un apoyo para definir la estructura y considerar las especificaciones de conexiones al momento que se necesite. Sin embargo, para la ubicación de la estructura dentro de un contexto de código de diseño se aplicarán las normas recomendadas por AGIES por el hecho de que la ambientación de la estructura es dentro de la región de Guatemala. Al momento de considerar las normas AGIES en el diseño de la estructura, se mantendrán las definiciones equivalentes a las descritas en el párrafo anterior.

Una consideración importante en la definición de la geometría de la estructura es la condición de apoyo de los nudos inferiores de los marcos, las cuales definen el tipo de apoyo de las columnas del primer nivel sobre los cimientos que la soportarán. El tipo de apoyo que se considerará en el edificio será de empotramiento, restringiendo de esta manera los seis grados de libertad correspondientes a traslación y rotación de los nudos en el modelo.

Se presenta a continuación la Figura 24, la cual ilustra un esquema isométrico del modelo de la geometría general de la estructura. Debe notarse la orientación de los ejes globales ubicados en la esquina superior izquierda de la figura en mención, con los cuales se observa que los ejes en planta son los ejes globales X y Z, mientras que las elevaciones están presentadas respecto al eje global Y. La geometría de la estructura se presenta numéricamente en la Tabla 7, seguida del gráfico isométrico. En la Tabla 7 se presentan las coordenadas en metros y en pies de los nudos que conforman la estructura, así como el nivel en el que se encuentran. Se presentan las coordenadas en metros debido al acotado de las distribuciones en planta mostradas en la Figura 15 y por la facilidad de interpretación en planos de construcción. Para el análisis estructural, se usará el sistema inglés.



*Figura 24: Vista isométrica preliminar de geometría general de la estructura*

Tabla 7: Coordenadas de nudos y número de nivel dentro de la estructura

NUDO No.	COORDENADAS EN EJES GLOBALES						No. DE NIVEL
	X		Y		Z		
	Metros	Pies	Metros	Pies	Metros	Pies	
1	6.00	19.685	0.00	0.000	0.00	0.000	0
2	12.00	39.370	0.00	0.000	0.00	0.000	0
3	18.00	59.054	0.00	0.000	0.00	0.000	0
4	0.00	0.000	0.00	0.000	4.50	14.764	0
5	6.00	19.685	0.00	0.000	4.50	14.764	0
6	12.00	39.370	0.00	0.000	4.50	14.764	0
7	18.00	59.054	0.00	0.000	4.50	14.764	0
8	0.00	0.000	0.00	0.000	9.00	29.527	0
9	6.00	19.685	0.00	0.000	9.00	29.527	0
10	12.00	39.370	0.00	0.000	9.00	29.527	0
11	18.00	59.054	0.00	0.000	9.00	29.527	0
12	0.00	0.000	0.00	0.000	13.50	44.291	0
13	6.00	19.685	0.00	0.000	13.50	44.291	0
14	12.00	39.370	0.00	0.000	13.50	44.291	0
15	18.00	59.054	0.00	0.000	13.50	44.291	0
16	0.00	0.000	3.40	11.155	0.00	0.000	1
17	6.00	19.685	3.40	11.155	0.00	0.000	1
18	12.00	39.370	3.40	11.155	0.00	0.000	1
19	18.00	59.054	3.40	11.155	0.00	0.000	1
20	0.00	0.000	3.40	11.155	4.50	14.764	1
21	6.00	19.685	3.40	11.155	4.50	14.764	1
22	12.00	39.370	3.40	11.155	4.50	14.764	1
23	18.00	59.054	3.40	11.155	4.50	14.764	1
24	0.00	0.000	3.40	11.155	9.00	29.527	1
25	6.00	19.685	3.40	11.155	9.00	29.527	1
26	12.00	39.370	3.40	11.155	9.00	29.527	1
27	18.00	59.054	3.40	11.155	9.00	29.527	1
28	0.00	0.000	3.40	11.155	13.50	44.291	1
29	6.00	19.685	3.40	11.155	13.50	44.291	1
30	12.00	39.370	3.40	11.155	13.50	44.291	1
31	18.00	59.054	3.40	11.155	13.50	44.291	1
32	0.00	0.000	6.80	22.309	0.00	0.000	2
33	6.00	19.685	6.80	22.309	0.00	0.000	2
34	12.00	39.370	6.80	22.309	0.00	0.000	2
35	18.00	59.054	6.80	22.309	0.00	0.000	2
36	0.00	0.000	6.80	22.309	4.50	14.764	2
37	6.00	19.685	6.80	22.309	4.50	14.764	2
38	12.00	39.370	6.80	22.309	4.50	14.764	2
39	18.00	59.054	6.80	22.309	4.50	14.764	2
40	0.00	0.000	6.80	22.309	9.00	29.527	2
41	6.00	19.685	6.80	22.309	9.00	29.527	2
42	12.00	39.370	6.80	22.309	9.00	29.527	2
43	18.00	59.054	6.80	22.309	9.00	29.527	2
44	0.00	0.000	6.80	22.309	13.50	44.291	2
45	6.00	19.685	6.80	22.309	13.50	44.291	2
46	12.00	39.370	6.80	22.309	13.50	44.291	2
47	18.00	59.054	6.80	22.309	13.50	44.291	2
48	0.00	0.000	10.20	33.464	0.00	0.000	3
49	6.00	19.685	10.20	33.464	0.00	0.000	3

Continuación /Tabla 7: Coordenadas de nudos y número de nivel dentro de la estructura

NUDO No.	COORDENADAS EN EJES GLOBALES						No. DE NIVEL
	X		Y		Z		
	Metros	Pies	Metros	Pies	Metros	Pies	
50	12.00	39.370	10.20	33.464	0.00	0.000	3
51	18.00	59.054	10.20	33.464	0.00	0.000	3
52	0.00	0.000	10.20	33.464	4.50	14.764	3
53	6.00	19.685	10.20	33.464	4.50	14.764	3
54	12.00	39.370	10.20	33.464	4.50	14.764	3
55	18.00	59.054	10.20	33.464	4.50	14.764	3
56	0.00	0.000	10.20	33.464	9.00	29.527	3
57	6.00	19.685	10.20	33.464	9.00	29.527	3
58	12.00	39.370	10.20	33.464	9.00	29.527	3
59	18.00	59.054	10.20	33.464	9.00	29.527	3
60	0.00	0.000	10.20	33.464	13.50	44.291	3
61	6.00	19.685	10.20	33.464	13.50	44.291	3
62	12.00	39.370	10.20	33.464	13.50	44.291	3
63	18.00	59.054	10.20	33.464	13.50	44.291	3
64	0.00	0.000	13.60	44.619	0.00	0.000	4
65	6.00	19.685	13.60	44.619	0.00	0.000	4
66	12.00	39.370	13.60	44.619	0.00	0.000	4
67	18.00	59.054	13.60	44.619	0.00	0.000	4
68	0.00	0.000	13.60	44.619	4.50	14.764	4
69	6.00	19.685	13.60	44.619	4.50	14.764	4
70	12.00	39.370	13.60	44.619	4.50	14.764	4
71	18.00	59.054	13.60	44.619	4.50	14.764	4
72	0.00	0.000	13.60	44.819	9.00	29.527	4
73	6.00	19.685	13.60	44.619	9.00	29.527	4
74	12.00	39.370	13.60	44.619	9.00	29.527	4
75	18.00	59.054	13.60	44.619	9.00	29.527	4
76	0.00	0.000	13.60	44.619	13.50	44.291	4
77	6.00	19.685	13.60	44.619	13.50	44.291	4
78	12.00	39.370	13.60	44.619	13.50	44.291	4
79	18.00	59.054	13.60	44.619	13.50	44.291	4
80	0.00	0.000	17.00	55.774	0.00	0.000	5
81	6.00	19.685	17.00	55.774	0.00	0.000	5
82	12.00	39.370	17.00	55.774	0.00	0.000	5
83	18.00	59.054	17.00	55.774	0.00	0.000	5
84	0.00	0.000	17.00	55.774	4.50	14.764	5
85	6.00	19.685	17.00	55.774	4.50	14.764	5
86	12.00	39.370	17.00	55.774	4.50	14.764	5
87	18.00	59.054	17.00	55.774	4.50	14.764	5
88	0.00	0.000	17.00	55.774	9.00	29.527	5
89	6.00	19.685	17.00	55.774	9.00	29.527	5
90	12.00	39.370	17.00	55.774	9.00	29.527	5
91	18.00	59.054	17.00	55.774	9.00	29.527	5
92	0.00	0.000	17.00	55.774	13.50	44.291	5
93	6.00	19.685	17.00	55.774	13.50	44.291	5
94	12.00	39.370	17.00	55.774	13.50	44.291	5
95	18.00	59.054	17.00	55.774	13.50	44.291	5
96	0.00	0.000	20.40	66.928	0.00	0.000	6
97	6.00	19.685	20.40	66.928	0.00	0.000	6
98	12.00	39.370	20.40	66.928	0.00	0.000	6
99	18.00	59.054	20.40	66.928	0.00	0.000	6

*Continuación /Tabla 7: Coordenadas de nudos y  
número de nivel dentro de la estructura*

NUDO No.	COORDENADAS EN EJES GLOBALES						No. DE NIVEL
	X		Y		Z		
	Metros	Pies	Metros	Pies	Metros	Pies	
100	0.00	0.000	20.40	66.928	4.50	14.764	6
101	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0
102	0.00	0.000	20.40	66.928	9.00	29.527	6
103	0.00	0.000	20.40	66.928	13.50	44.291	6
104	6.00	19.685	20.40	66.928	9.00	29.527	6
105	12.00	39.370	20.40	66.928	9.00	29.527	6
106	18.00	59.054	20.40	66.928	9.00	29.527	6
107	6.00	19.685	20.40	66.928	13.50	44.291	6
108	12.00	39.370	20.40	66.928	13.50	44.291	6
109	18.00	59.054	20.40	66.928	13.50	44.291	6
110	6.00	19.685	20.40	66.928	4.50	14.764	6
111	12.00	39.370	20.40	66.928	4.50	14.764	6
112	18.00	59.054	20.40	66.928	4.50	14.764	6
113	9.00	29.527	3.40	11.155	0.00	0.000	1
114	9.00	29.527	10.20	33.464	0.00	0.000	3
115	9.00	29.527	20.40	66.928	0.00	0.000	6
116	9.00	29.527	6.80	22.309	0.00	0.000	2
117	9.00	29.527	13.60	44.619	0.00	0.000	4
118	9.00	29.527	17.00	55.774	0.00	0.000	5
119	9.00	29.527	3.40	11.155	4.50	14.764	1
120	9.00	29.527	13.60	44.619	4.50	14.764	4
121	9.00	29.527	20.40	66.928	4.50	14.764	6
122	9.00	29.527	6.80	22.309	4.50	14.764	2
123	9.00	29.527	10.20	33.464	4.50	14.764	3
124	9.00	29.527	17.00	55.774	4.50	14.764	5
125	8.00	26.246	20.40	66.928	4.50	14.764	6
126	8.00	26.246	20.40	66.928	0.00	0.000	6
127	8.00	26.246	17.00	55.774	0.00	0.000	5
128	8.00	26.246	17.00	55.774	4.50	14.764	5
129	8.00	26.246	13.60	44.619	0.00	0.000	4
130	8.00	26.246	13.60	44.619	4.50	14.764	4
131	8.00	26.246	10.20	33.464	0.00	0.000	3
132	8.00	26.246	10.20	33.464	4.50	14.764	3
133	8.00	26.246	6.80	22.309	0.00	0.000	2
134	8.00	26.246	6.80	22.309	4.50	14.764	2
135	8.00	26.246	3.40	11.155	0.00	0.000	1
136	8.00	26.246	3.40	11.155	4.50	14.764	1
137	6.00	19.685	3.40	11.155	2.25	7.382	1
138	6.00	19.685	6.80	22.309	2.25	7.382	2
139	6.00	19.685	10.20	33.464	2.25	7.382	3
140	6.00	19.685	13.60	44.619	2.25	7.382	4
141	6.00	19.685	17.00	55.774	2.25	7.382	5
142	6.00	19.685	20.40	66.928	2.25	7.382	6
143	8.00	26.246	20.40	66.928	2.25	7.382	6
144	8.00	26.246	17.00	55.774	2.25	7.382	5
145	8.00	26.246	13.60	44.619	2.25	7.382	4
146	8.00	26.246	10.20	33.464	2.25	7.382	3
147	8.00	26.246	6.80	22.309	2.25	7.382	2
148	8.00	26.246	3.40	11.155	2.25	7.382	1

*Continuación /Tabla 7: Coordenadas de nudos y  
número de nivel dentro de la estructura*

NUDO No.	COORDENADAS EN EJES GLOBALES						No. DE NIVEL
	X		Y		Z		
	Metros	Pies	Metros	Pies	Metros	Pies	
149	7.00	22.966	20.40	66.928	0.00	0.000	6
150	7.00	22.966	20.40	66.928	2.25	7.382	6
151	0.00	0.000	3.40	11.155	6.40	20.997	1
152	0.00	0.000	3.40	11.155	7.10	23.294	1
153	0.00	0.000	6.80	22.309	6.40	20.997	2
154	0.00	0.000	6.80	22.309	7.10	23.294	2
155	0.00	0.000	10.20	33.464	6.40	20.997	3
156	0.00	0.000	10.20	33.464	7.10	23.294	3
157	0.00	0.000	13.60	44.619	6.40	20.997	4
158	0.00	0.000	13.60	44.619	7.10	23.294	4
159	0.00	0.000	17.00	55.774	6.40	20.997	5
160	0.00	0.000	17.00	55.774	7.10	23.294	5
161	0.00	0.000	20.40	66.928	6.40	20.997	6
162	0.00	0.000	20.40	66.928	7.10	23.294	6
163	18.00	59.054	3.40	11.155	6.40	20.997	1
164	18.00	59.054	3.40	11.155	7.10	23.294	1
165	18.00	59.054	6.80	22.309	6.40	20.997	2
166	18.00	59.054	6.80	22.309	7.10	23.294	2
167	18.00	59.054	10.20	33.464	6.40	20.997	3
168	18.00	59.054	10.20	33.464	7.10	23.294	3
169	18.00	59.054	13.60	44.619	6.40	20.997	4
170	18.00	59.054	13.60	44.619	7.10	23.294	4
171	18.00	59.054	17.00	55.774	6.40	20.997	5
172	18.00	59.054	17.00	55.774	7.10	23.294	5
173	18.00	59.054	20.40	66.928	6.40	20.997	6
174	18.00	59.054	20.40	66.928	7.10	23.294	6

## B. INTEGRACIÓN DE CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA

### 1. CARGA MUERTA

#### a. Carga muerta de entrepisos:

La carga muerta distribuida estará compuesta por los siguientes componentes:

- *Lámina steel-deck* = 1.95 lb/pie<sup>2</sup>
- *Fundición de concreto en losa steel-deck* = 64 lb/pie<sup>2</sup>
- *Piso cerámico (incluye relleno)* = 9 lb/pie<sup>2</sup>

- *Sistema portante de Cielo Falso = 4 lb/pie<sup>2</sup>*

- *Tabiques divisorios en áreas internas = 8.5 lb/pie<sup>2</sup>*

---

*Total = 87.45 lb/pie<sup>2</sup> distribuida sobre losa*

*Vidrio de forro exterior = 3.40m de altura de vidrio = 11.155 pie*  
*Para 1 pie lineal distribuido = 11.155ft<sup>2</sup>*  
*3.2 lb/pie<sup>2</sup>\*11.155 ft<sup>2</sup> = 35.70 lb.*

---

*Para 1 pie lineal distribuido = 35.70 lb/pie.*

b. Carga muerta de losa de techo:

La carga muerta distribuida en losa de techo estará compuesta por los siguientes componentes:

- *Lámina steel-deck = 1.95 lb/pie<sup>2</sup>*

- *Fundición de Concreto en losa steel-deck = 64 lb/pie<sup>2</sup>*

- *Sistema portante de Cielo Falso = 4 lb/pie<sup>2</sup>*

- *Mezclón en terraza = 5 lb/pie<sup>2</sup>*

---

*Total = 74.95 lb/pie<sup>2</sup> distribuida sobre losa de techo*

*Vidrio de forro exterior = 1.70m de altura de vidrio = 5.58 pie*  
*Para 1 pie lineal distribuido = 5.58 pie<sup>2</sup>*  
*3.2 lb/pie<sup>2</sup>\*5.58 pie<sup>2</sup> = 17.85 lb.*

---

*Para 1 pie lineal distribuido = 17.85 lb/pie.*

La carga muerta puntual considerada será la correspondiente al peso del ascensor:

- $Peso\ ascensor = 3960\ lbs.$

## 2. CARGA VIVA

### a. Carga viva de entresijos:

La carga viva distribuida estará compuesta por los siguientes componentes:

- $\text{Áreas de oficina} = 50\ lb/pie^2$
- $\text{Vestibulo} = 100\ lb/pie^2$
- $\text{Escaleras de escape} = 100\ lb/pie^2$

Distribuidas en las áreas correspondientes según distribución interna.

### b. Carga viva en losa de techo:

La carga viva distribuida estará compuesta por los siguientes componentes:

- $\text{En terraza} = 20\ lb/pie^2$
- $\text{Escaleras de escape} = 100\ lb/pie^2$

La carga viva puntual considerada será la correspondiente a la ocupación del ascensor:

- $\text{En ascensor} = 1760\ lbs. (\text{Capacidad para } 10\ personas)$

## 3. CARGA DE VIENTO

La carga de viento será calculada para cada nivel de la estructura y será aplicada puntualmente en el centro geométrico definido para cada planta. Para la realización de este cálculo de presión de viento se hará uso de la herramienta proporcionada por el programa de computadora, cuya fórmula para este propósito está en función de la velocidad de viento y de un coeficiente de forma de la superficie exterior del edificio. Se utilizará una velocidad de viento de 70 millas por hora, el cual es el valor recomendado en las normas AGIES.

La presión de viento será calculada utilizando la siguiente ecuación:

$$P_{\text{viento}} = \frac{1}{2}(C_d * d * v^2)$$

Donde:

$C_d$  = *Coeficiente de forma de la superficie exterior de la estructura*

$D$  = *Densidad de la atmósfera*

$V$  = *Velocidad de viento*

Para la presente edificación, se utilizarán los siguientes valores:

$C_d$  = *2.0 para superficies planas*

$D$  = *1.21 Kg/m<sup>3</sup> = 0.075 lb/pie<sup>3</sup>*

$V$  = *70 mph*

#### **4. CARGA DE SISMO**

Se harán las definiciones que las normas AGIES sugiere, con el objeto de aplicar un espectro de diseño en base a las características de la estructura, tales como el sistema estructural que la conforma, importancia de la obra, tipo de suelo en el cual se cimentará, y una ubicación geográfica en el mapa de macrozonificación sísmica proporcionado en las mismas normas.

Se describe a continuación las características propias de la estructura, las cuales permitirán ubicarla dentro de las clasificaciones que las normas AGIES para la aplicación de cargas sísmicas.

### a. Definición de la estructura (AGIES)

° Clasificación de la obra:	Importante	(Definiciones Sec. 1-1.3, AGIES)
° Tipo de suelo:	S2	(Numeral 2-2.2.3, AGIES)
° Zona correspondiente a mapa de macrozonificación sísmica:	4.2	(Ciudad, Figura 2-2/1, AGIES)
° Sistema estructural:	Marcos Especiales	(Sección 3-1.3, AGIES)
° Índice de sismicidad ( $I_0$ ):	4	(Figura 2-2/1, AGIES)
° Aceleración máxima efectiva ( $A_0$ ):	0.4g	(Condiciones locales del sitio)
° Factor genérico de reducción de respuesta sísmica ( $R_0$ ):	5.5	(Marcos de acero, Cuadro 3-1/4, AGIES)

### b. Definición de espectro de diseño (AGIES)

Período fundamental de vibración:

Cálculo de  $T_E$  según Ec. 3-2/3b :

$$T_E = K_T * h_N^{3/4}$$

$$K_T = 0.085 \quad \text{para marcos de acero}$$

$$h_N = 20.40 \quad \text{m.}$$

$$T_E = \mathbf{0.816 \text{ seg.}}$$

Para suelo tipo S2 se tienen los siguientes valores para  $T_A$  y  $T_B$ :

$$T_A = 0.12 \quad \text{seg.} \quad (\text{Figura 2-2/2, AGIES})$$

$$T_B = 0.52 \quad \text{seg.}$$

Valor de aceleración máxima efectiva:

$$A_0 = 0.40 \text{ g.}$$

*Tabla 8: Espectro de diseño a aplicarse al edificio*

T	D(T)	A <sub>0</sub>
0.00	1.00	0.400
0.10	2.25	0.900
0.11	2.38	0.950
0.12	2.50	1.000
0.13	2.50	1.000
0.20	2.50	1.000
0.30	2.50	1.000
0.40	2.50	1.000
0.50	2.50	1.000
0.51	2.50	1.000
0.52	2.50	1.000
0.53	2.47	0.987
0.60	2.27	0.909
0.70	2.05	0.819
0.80	1.87	0.749
0.90	1.73	0.692
1.00	1.61	0.645
1.10	1.51	0.605
1.20	1.43	0.571
1.30	1.35	0.541
1.40	1.29	0.515
1.50	1.23	0.492
1.60	1.18	0.471
1.70	1.13	0.452
1.80	1.09	0.435
1.90	1.05	0.420
2.00	1.01	0.406

**c. Factor de escala a aplicar (AGIES)**

Al espectro de diseño obtenido, se le aplicará un factor de escala con el objeto de tomar en cuenta la ductilidad proporcionada por la estructura por medio de su factor de reducción de respuesta sísmica.

Debido a la regularidad de la planta y elevaciones del edificio, así como por otros factores considerados en la guía para establecer la estructuración sismorresistente de edificaciones, presentada en las normas AGIES en el Cuadro 3-1/B, se define un factor de reducción de respuesta sísmica igual a 7.36, utilizando la ecuación 3-1/1 de las mismas normas.

$$R = 1.2 R_0 Q \quad (\text{Ec 3-1/1, AGIES})$$

$$R = (1.2)(5.5)(11.5)$$

$$R = 7.36$$

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad \text{Cuando } T > T_A \quad (\text{Ec 3-2/2a, AGIES})$$

$$1/R = 0.136$$

$$C_s = (0.136) S_a(T)$$

**Factor de escala = 0.136**

La Figura 25 mostrada a continuación, corresponde al espectro de diseño a ingresarse a la estructura para su correspondiente análisis sísmico.

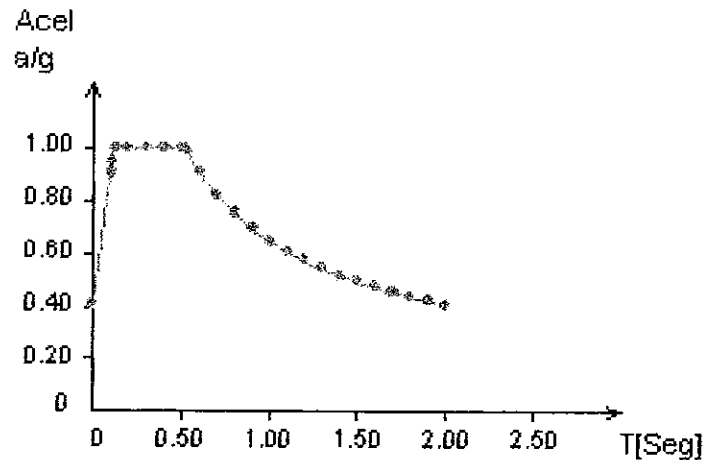


Figura 25: Espectro de diseño con  $A_o=0.40g$  y factor  $R = 7.36$

Sabiendo que los períodos correspondientes a los modos de vibración que se obtendrán en el análisis sísmico son proporcionales a la masa de cada nivel y a la rigidez del sistema, se procederá a calcular dichas masas, considerando además del peso de las vigas y columnas de cada nivel, el peso proporcionado por las cargas muertas en la estructura. El programa de análisis estructural utilizado, en su parte de análisis dinámico, dividirá los valores de los pesos obtenidos entre la aceleración de la gravedad para obtener los valores calculados en dimensionales de masa. Se calcula también, las masas rotacionales proporcionadas tanto por los elementos de cada nivel, como por la losa de diafragma rígido rotando respecto al eje global Y.

## 5. CÁLCULO DE PESO DE CADA NIVEL

### NIVELES 1 A 5:

Cargas distribuidas:

$$\begin{aligned} \text{Área en cada nivel:} & \quad 13.50 \times 18.00 \text{ m} = \quad 243 \text{ m}^2 \quad = \quad 2615.6 \text{ pies}^2 \\ \text{Peso}_{CD} & = \quad 87.45 \text{ lb/pie}^2 \times \quad 2615.63 \text{ pies}^2 \\ \text{Peso}_{CD} & = \quad 228,736.84 \text{ lb.} \end{aligned}$$

Cargas lineales:

$$\begin{aligned} \text{Peso de vidrio forro exterior} &= 3.20 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Perímetro de edificio} &= 63.00 \text{ m.l.} \\ \text{Altura de entrepiso} &= 3.40 \text{ m.l.} \\ \text{Area}_{\text{vidrio}} &= 63.00 \times 3.40 \text{ m} = 214.2 \text{ m}^2 = 2305.6 \text{ pies}^2 \\ \text{Peso}_{\text{CL}} &= 3.20 \text{ lb/pie}^2 \times 2305.63 \text{ pie}^2 \\ \text{Peso}_{\text{CL}} &= 7,378.02 \text{ lb.} \\ \text{Peso CADA NIVEL 1 A 5} &= 236,114.86 \text{ lb.} \end{aligned}$$

NIVELES 6 (TECHO):

Cargas distribuidas:

$$\begin{aligned} \text{Área en nivel:} & 13.50 \times 18.00 \text{ m} = 243 \text{ m}^2 = 2615.6 \text{ pie}^2 \\ \text{Lámina steel-deck} &= 1.95 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Fundición concreto} &= 64.00 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Mezclón en terraza} &= 5.00 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Sistema cielo falso} &= \underline{4.00 \text{ lb/pie}^2} \\ \text{TOTAL} &= 74.95 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Peso}_{\text{CD}} &= 74.95 \text{ lb/pie}^2 \times 2615.63 \text{ pie}^2 \\ \text{Peso}_{\text{CD}} &= 196,041.47 \text{ lb.} \end{aligned}$$

Cargas lineales:

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de vidrio forro exterior} &= 3.20 \text{ lb/pie}^2 \\
 \text{Perímetro de edificio} &= 63.00 \text{ m.l.} \\
 \text{Altura de entrepiso} &= 1.70 \text{ m.l.} \\
 \text{Area}_{\text{vidrio}} = 63.00 \times 1.70 \text{ m} &= 107.1 \text{ m}^2 = 1152.8 \text{ pie}^2 \\
 \text{Masa}_{\text{CL}} &= 3.20 \text{ lb/pie}^2 \times 1152.81 \text{ pie}^2 \\
 \text{Masa}_{\text{CL}} &= 3,688.99 \text{ lb.} \\
 \text{Peso}_{\text{NIVEL 6}} &= 199,730.46 \text{ lb.}
 \end{aligned}$$

Peso propio de estructura:

Peso estimado de vigas y columnas (valores dados por el programa)

*Tabla 9: Peso propio de estructura*

Nivel	Peso (lb.)
1	38,850.00
2	38,850.00
3	34,575.00
4	34,575.00
5	28,140.00
6	28,300.00

### PESOS TOTALES PARA CADA NIVEL

*Tabla 10: Peso de cada nivel*

Nivel	Peso (lb.)
1	274,964.86
2	274,964.86
3	270,689.86
4	270,689.86
5	264,254.86
6	228,030.46

## 6. PESO ROTACIONAL DE CADA NIVEL

Utilizando la ecuación para el cálculo de momento de inercia de una masa, dada en la Figura 2-4 de la referencia bibliográfica de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers, 1987) en su página 24:

$$R_y = \frac{m (a^2 + b^2)}{12}$$

Donde:  $m$  = masa de cada nivel  
 $a$  = longitud total entre ejes número extremos  
 $b$  = longitud total entre ejes letra extremos

Con los siguientes valores, se tiene:

$$\begin{aligned} a &= 18.00 \text{ m.} = 59.04 \text{ pie.} \\ b &= 13.50 \text{ m.} = 44.28 \text{ pie.} \\ \Rightarrow &\frac{(a^2 + b^2)}{12} = 454.10 \text{ pie}^2. \end{aligned}$$

*Tabla 11: Peso de cada nivel y peso rotacional de cada nivel*

Nivel	Peso total	Peso rotacional $R_y$
1	274,964.86 lbs.	1.249E+08 lb x pie <sup>2</sup>
2	274,964.86 lbs.	1.249E+08 lb x pie <sup>2</sup>
3	270,689.86 lbs.	1.229E+08 lb x pie <sup>2</sup>
4	270,689.86 lbs.	1.229E+08 lb x pie <sup>2</sup>
5	264,254.86 lbs.	1.200E+08 lb x pie <sup>2</sup>
6	228,030.46 lbs.	1.035E+08 lb x pie <sup>2</sup>

Los valores de la Tabla 11 serán ingresados al programa de análisis estructural, el cual se calculará los valores correspondientes a las masas de cada nivel, tanto gravitacional como rotacional.

## 7. COMBINACIONES DE CARGA A UTILIZAR

Con las siguientes abreviaturas para los estados de carga, se presentarán posteriormente las combinaciones de carga que serán aplicadas a la estructura:

dl = Condición de carga adoptada por el programa para definir el peso propio de la estructura.

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CVt = Carga viva en losa de techo

WINx = Viento en dirección de eje global X.

WINz = Viento en dirección de eje global Z.

EQx = Sismo en dirección de eje global X.

EQz = Sismo en dirección de eje global Z.

Utilizando las combinaciones de carga sugeridas por las especificaciones LRFD y detalladas en el Capítulo III del presente trabajo, se tomarán las siguientes trece combinaciones, las cuales consideran los estados de carga descritos anteriormente:

$$C1 = 1.4dl+1.4CM$$

$$C2 = 1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt$$

$$C3 = 1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.5CV$$

$$C4 = 1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.8WIN$$

$$C5 = 1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.8WIN$$

$$C6 = 1.2dl+1.2CM+1.3WINx+0.5CV$$

$$C7 = 1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV$$

$$C8 = 0.9dl+0.9CM+1.3WINx$$

$$C9 = 0.9dl+0.9CM+1.3WINz$$

$$C10 = 0.9dl+0.9CM+1.0EQx$$

$$C11 = 0.9dl+0.9CM+1.0EQz$$

$$C12 = 1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV$$

$$C13 = 1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV$$

### C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PRELIMINAR

Una vez definida la estructura e ingresadas las cargas detalladas en el punto B del presente capítulo, se procede a asignar perfiles tentativos a cada tipo de descripción de elementos. La asignación de estos perfiles para el presente edificio se hará basada en criterios obtenidos en conocimientos previos de los perfiles seleccionados en lo que respecta a su comportamiento a flexocompresión para el caso de columnas, y flexión de elementos con soporte lateral continuo para el caso de vigas. Sin embargo, debe considerarse el primer análisis como un sondeo estimativo de los perfiles asignados, pues debe tomarse en cuenta que algunos de estos perfiles no cumplirán con los requerimientos del código para los esfuerzos varios a los que será sometido, como el cortante, deformación axial, además de los ya conocidos de flexión, tensión, etcétera. De la misma manera como los perfiles pueden fallar en el primer análisis, puede suceder el caso de que el perfil seleccionado cumpla los requerimientos para los esfuerzos mencionados de una manera holgada, lo que se observará al momento de analizar los resultados del análisis. Para este caso, se deberá buscar por medio del análisis un elemento más liviano y con menor peralte que el seleccionado inicialmente, haciendo siempre el chequeo de cumplimiento con las especificaciones del código. Por lo tanto, el diseñador no deberá preocuparse por realizar una selección de perfiles muy exacta, pues será hasta obtener los resultados del análisis cuando será capaz de apreciar en los mismos, por medio de diagramas de estructura desacoplada, las magnitudes de los valores y tipos de esfuerzos aplicados individualmente en los elementos. La Tabla 12 presenta los perfiles asignados preliminarmente y utilizando como guía la identificación de elementos que se realizó gráficamente en las Figuras 16 a 23 (elevaciones de marcos de ejes número y ejes letra), es posible identificar los elementos que conforman los marcos descritos que en su conjunto, forman la estructura del edificio en su totalidad. Inmediatamente después de la identificación de perfiles para cada elemento, se presenta un resumen de los resultados del análisis estructural aplicado al edificio, para cuya interpretación, se pide referirse a las traducciones presentadas en las primeras líneas de la primera hoja.

Tabla 12: Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
1	12	28	COL1	W 18x86
2	28	44	COL1	W 18x86
3	44	60	COL5	W 18x71
4	60	76	COL5	W 18x71
5	76	92	COL9	W 18x60
6	92	103	COL9	W 18x60
7	8	24	COL3	W 18x76
8	24	40	COL3	W 18x76
9	40	56	COL7	W 18x65
10	56	72	COL7	W 18x65
11	72	88	COL11	W 18x55
12	88	102	COL11	W 18x55
13	4	20	COL3	W 18x76
14	20	36	COL3	W 18x76
15	36	52	COL7	W 18x65
16	52	68	COL7	W 18x65
17	68	84	COL11	W 18x55
18	84	100	COL11	W 18x55
19	101	16	COL1	W 18x86
20	16	32	COL1	W 18x86
21	32	48	COL5	W 18x71
22	48	64	COL5	W 18x71
23	64	80	COL9	W 18x60
24	80	96	COL9	W 18x60
25	13	29	COL2	W 18x76
26	29	45	COL2	W 18x76
27	45	61	COL6	W 18x71
28	61	77	COL6	W 18x71
29	77	93	COL10	W 18x60
30	93	107	COL10	W 18x60
31	9	25	COL4	W 18x71
32	25	41	COL4	W 18x71
33	41	57	COL8	W 18x65
34	57	73	COL8	W 18x65
35	73	89	COL12	W 18x50
36	89	104	COL12	W 18x50
37	5	21	COL4	W 18x71
38	21	37	COL4	W 18x71
39	37	53	COL6	W 18x65
40	53	69	COL8	W 18x65
41	69	85	COL12	W 18x50
42	85	110	COL12	W 18x50
43	1	17	COL2	W 18x76
44	17	33	COL2	W 18x76
45	33	49	COL6	W 18x71

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
46	49	65	COL6	W 18x71
47	65	81	COL10	W 18x60
48	81	97	COL10	W 18x60
49	14	30	COL2	W 18x76
50	30	46	COL2	W 18x76
51	46	62	COL6	W 18x71
52	62	78	COL6	W 18x71
53	78	94	COL10	W 18x60
54	94	108	COL10	W 18x60
55	10	26	COL4	W 18x71
56	26	42	COL4	W 18x71
57	42	58	COL8	W 18x65
58	58	74	COL8	W 18x65
59	74	90	COL12	W 18x50
60	90	105	COL12	W 18x50
61	6	22	COL4	W 18x71
62	22	38	COL4	W 18x71
63	38	54	COL8	W 18x65
64	54	70	COL8	W 18x65
65	70	86	COL12	W 18x50
66	86	111	COL12	W 18x50
67	2	18	COL2	W 18x76
68	18	34	COL2	W 18x76
69	34	50	COL6	W 18x71
70	50	66	COL6	W 18x71
71	66	82	COL10	W 18x60
72	82	96	COL10	W 18x60
73	15	31	COL1	W 18x86
74	31	47	COL1	W 18x86
75	47	63	COL5	W 18x71
76	63	79	COL5	W 18x71
77	79	95	COL9	W 18x60
78	95	109	COL9	W 18x60
79	11	27	COL3	W 18x76
80	27	43	COL3	W 18x76
81	43	59	COL7	W 18x65
82	59	75	COL7	W 18x65
83	75	91	COL11	W 18x55
84	91	106	COL11	W 18x55
85	7	23	COL3	W 18x76
86	23	39	COL3	W 18x76
87	39	55	COL7	W 18x65
88	55	71	COL7	W 18x65
89	71	87	COL11	W 18x55
90	87	112	COL11	W 18x55

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
91	3	19	COL1	W 18x86
92	19	35	COL1	W 18x86
93	35	51	COL5	W 18x71
94	51	67	COL5	W 18x71
95	67	83	COL9	W 18x60
96	83	99	COL9	W 18x60
97	16	17	VIGA1	W 21x62
98	17	135	VIGA1	W 21x62
99	18	19	VIGA1	W 21x62
100	32	33	VIGA1	W 21x62
101	33	133	VIGA1	W 21x62
102	34	35	VIGA1	W 21x62
103	48	49	VIGA3	W 21x57
104	49	131	VIGA3	W 21x57
105	50	51	VIGA3	W 21x57
106	64	65	VIGA3	W 21x57
107	85	129	VIGA3	W 21x57
108	66	67	VIGA3	W 21x57
109	80	81	VIGA5	W 21x44
110	81	127	VIGA5	W 21x44
111	82	83	VIGA5	W 21x44
112	96	97	VIGA5	W 21x44
113	97	149	VIGA5	W 21x44
114	98	99	VIGA5	W 21x44
115	20	21	VIGA1	W 21x62
116	21	136	VIGA2	W 21x68
117	22	23	VIGA1	W 21x62
118	36	37	VIGA1	W 21x62
119	37	134	VIGA2	W 21x68
120	38	39	VIGA1	W 21x62
121	52	53	VIGA3	W 21x57
122	53	132	VIGA4	W 21x62
123	54	55	VIGA3	W 21x57
124	68	69	VIGA3	W 21x57
125	69	130	VIGA4	W 21x62
126	70	71	VIGA3	W 21x57
127	84	85	VIGA5	W 21x44
128	85	128	VIGA6	W 21x50
129	86	87	VIGA5	W 21x44
130	100	110	VIGA5	W 21x44
131	110	125	VIGA6	W 21x50
132	111	112	VIGA5	W 21x44
133	24	25	VIGA1	W 21x62
134	25	26	VIGA2	W 21x68
135	26	27	VIGA1	W 21x62

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
136	40	41	VIGA1	W21x62
137	41	42	VIGA2	W21x68
138	42	43	VIGA1	W21x62
139	56	57	VIGA3	W21x57
140	57	58	VIGA4	W21x62
141	58	59	VIGA3	W21x57
142	72	73	VIGA3	W21x57
143	73	74	VIGA4	W21x62
144	74	75	VIGA3	W21x57
145	88	89	VIGA5	W21x44
146	89	90	VIGA6	W21x50
147	90	91	VIGA5	W21x44
148	102	104	VIGA5	W21x44
149	104	105	VIGA6	W21x50
150	105	106	VIGA5	W21x44
151	28	29	VIGA1	W21x62
152	29	30	VIGA1	W21x62
153	30	31	VIGA1	W21x62
154	44	45	VIGA1	W21x62
155	45	46	VIGA1	W21x62
156	46	47	VIGA1	W21x62
157	60	61	VIGA3	W21x57
158	61	62	VIGA3	W21x57
159	62	63	VIGA3	W21x57
160	76	77	VIGA3	W21x57
161	77	78	VIGA3	W21x57
162	78	79	VIGA3	W21x57
163	92	93	VIGA5	W21x44
164	93	94	VIGA5	W21x44
165	94	95	VIGA5	W21x44
166	103	107	VIGA5	W21x44
167	107	108	VIGA5	W21x44
168	108	109	VIGA5	W21x44
169	16	20	VIGA7	W18x50
170	20	151	VIGA7	W18x50
171	24	28	VIGA7	W18x50
172	32	36	VIGA7	W18x50
173	36	153	VIGA7	W18x50
174	40	44	VIGA7	W18x50
175	48	52	VIGA9	W18x40
176	52	155	VIGA9	W18x40
177	56	60	VIGA9	W18x40
178	64	68	VIGA9	W18x40
179	68	157	VIGA9	W18x40
180	72	76	VIGA9	W18x40

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
181	80	84	VIGA11	W 18x35
182	84	159	VIGA11	W 18x35
183	88	92	VIGA11	W 18x35
184	96	100	VIGA11	W 18x35
185	100	161	VIGA11	W 18x35
186	102	103	VIGA11	W 18x35
187	17	137	VIGA8	W 21x50
188	21	25	VIGA8	W 21x50
189	25	29	VIGA8	W 21x50
190	33	138	VIGA8	W 21x50
191	37	41	VIGA8	W 21x50
192	41	45	VIGA8	W 21x50
193	49	139	VIGA10	W 21x44
194	53	57	VIGA10	W 21x44
195	57	61	VIGA10	W 21x44
196	65	140	VIGA10	W 21x44
197	69	73	VIGA10	W 21x44
198	73	77	VIGA10	W 21x44
199	81	141	VIGA12	W 18x35
200	85	89	VIGA12	W 18x35
201	89	93	VIGA12	W 18x35
202	97	142	VIGA12	W 18x35
203	104	107	VIGA12	W 18x35
204	18	22	VIGA8	W 21x50
205	22	26	VIGA8	W 21x50
206	26	30	VIGA8	W 21x50
207	34	38	VIGA8	W 21x50
208	38	42	VIGA8	W 21x50
209	42	46	VIGA8	W 21x50
210	50	54	VIGA10	W 21x44
211	54	58	VIGA10	W 21x44
212	58	62	VIGA10	W 21x44
213	66	70	VIGA10	W 21x44
214	70	74	VIGA10	W 21x44
215	74	78	VIGA10	W 21x44
216	82	86	VIGA12	W 18x35
217	86	90	VIGA12	W 18x35
218	90	94	VIGA12	W 18x35
219	98	111	VIGA12	W 18x35
220	105	108	VIGA12	W 18x35
221	19	23	VIGA7	W 18x50
222	23	163	VIGA7	W 18x50
223	27	31	VIGA7	W 18x50
224	35	39	VIGA7	W 18x50
225	39	165	VIGA7	W 18x50

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
226	43	47	VIGA7	W 18x50
227	51	55	VIGA9	W 18x40
228	55	167	VIGA9	W 18x40
229	59	63	VIGA9	W 18x40
230	67	71	VIGA9	W 18x40
231	71	169	VIGA9	W 18x40
232	75	79	VIGA9	W 18x40
233	83	87	VIGA11	W 18x35
234	87	171	VIGA11	W 18x35
235	91	95	VIGA11	W 18x35
236	106	109	VIGA11	W 18x35
237	110	104	VIGA12	W 18x35
238	111	105	VIGA12	W 18x35
239	113	18	VIGA1	W 21x62
240	114	50	VIGA3	W 21x57
241	115	98	VIGA5	W 21x44
242	116	34	VIGA1	W 21x62
243	117	66	VIGA3	W 21x57
244	118	82	VIGA5	W 21x44
245	119	22	VIGA2	W 21x68
246	120	70	VIGA4	W 21x62
247	121	111	VIGA6	W 21x50
248	122	38	VIGA2	W 21x68
249	123	54	VIGA4	W 21x62
250	124	86	VIGA6	W 21x50
251	115	121	VIGA13	W 12x26
252	118	124	VIGA13	W 12x26
253	117	120	VIGA13	W 12x26
254	114	123	VIGA13	W 12x26
255	116	122	VIGA13	W 12x26
256	113	119	VIGA13	W 12x26
257	125	121	VIGA6	W 21x50
258	126	115	VIGA5	W 21x44
259	127	118	VIGA5	W 21x44
260	128	124	VIGA6	W 21x50
261	129	117	VIGA3	W 21x57
262	130	120	VIGA4	W 21x62
263	131	114	VIGA3	W 21x57
264	132	123	VIGA4	W 21x62
265	133	116	VIGA1	W 21x62
266	134	122	VIGA2	W 21x68
267	135	113	VIGA1	W 21x62
268	136	119	VIGA2	W 21x68
269	126	143	VIGA13	W 12x26
270	127	144	VIGA13	W 12x26

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
271	129	145	VIGA13	W 12x26
272	131	146	VIGA13	W 12x26
273	133	147	VIGA13	W 12x26
274	135	148	VIGA13	W 12x26
275	137	21	VIGA8	W 21x50
276	138	37	VIGA8	W 21x50
277	139	53	VIGA10	W 21x44
278	140	69	VIGA10	W 21x44
279	141	85	VIGA12	W 18x35
280	142	110	VIGA12	W 18x35
281	143	125	VIGA13	W 12x26
282	144	128	VIGA13	W 12x26
283	145	130	VIGA13	W 12x26
284	146	132	VIGA13	W 12x26
285	147	134	VIGA13	W 12x26
286	148	136	VIGA13	W 12x26
287	142	150	VIGA14	W 12x22
288	141	144	VIGA14	W 12x22
289	140	145	VIGA14	W 12x22
290	139	146	VIGA14	W 12x22
291	138	147	VIGA14	W 12x22
292	137	148	VIGA14	W 12x22
293	149	126	VIGA5	W 21x44
294	150	143	VIGA14	W 12x22
295	149	150	VIGA14	W 12x22
296	112	173	VIGA11	W 18x35
297	99	112	VIGA11	W 18x35
298	151	152	VIGA7	W 18x50
299	152	24	VIGA7	W 18x50
300	153	154	VIGA7	W 18x50
301	154	40	VIGA7	W 18x50
302	155	156	VIGA9	W 18x40
303	156	56	VIGA9	W 18x40
304	157	158	VIGA9	W 18x40
305	158	72	VIGA9	W 18x40
306	159	160	VIGA11	W 18x35
307	160	88	VIGA11	W 18x35
308	161	162	VIGA11	W 18x35
309	162	102	VIGA11	W 18x35
310	163	164	VIGA7	W 18x50
311	164	27	VIGA7	W 18x50
312	165	166	VIGA7	W 18x50
313	166	43	VIGA7	W 18x50
314	167	168	VIGA9	W 18x40
315	168	59	VIGA9	W 18x40

Continuación /Tabla 12:Listado de descripción y perfiles asignados a los elementos

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL ASIGNADO
316	169	170	VIGA9	W 18x40
317	170	75	VIGA9	W 18x40
318	171	172	VIGA11	W 18x35
319	172	91	VIGA11	W 18x35
320	173	174	VIGA11	W 18x35
321	174	106	VIGA11	W 18x35
322	84	161	BRACE1	W 6x9
323	88	162	BRACE1	W 6x9
324	72	160	BRACE1	W 6x9
325	68	159	BRACE1	W 6x9
326	52	157	BRACE1	W 6x9
327	56	158	BRACE1	W 6x9
328	36	155	BRACE1	W 6x9
329	40	156	BRACE1	W 6x9
330	20	153	BRACE1	W 6x9
331	24	154	BRACE1	W 6x9
332	91	174	BRACE1	W 6x9
333	87	173	BRACE1	W 6x9
334	71	171	BRACE1	W 6x9
335	75	172	BRACE1	W 6x9
336	59	170	BRACE1	W 6x9
337	55	169	BRACE1	W 6x9
338	43	168	BRACE1	W 6x9
339	39	167	BRACE1	W 6x9
340	27	166	BRACE1	W 6x9
341	23	165	BRACE1	W 6x9
342	8	152	BRACE1	W 6x9
343	4	151	BRACE1	W 6x9
344	11	164	BRACE1	W 6x9
345	7	163	BRACE1	W 6x9

## RESUMEN DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN ACERO PARA PERFILES PROPUESTOS

**DISEÑO POR GRUPO PARA COMBINACIÓN DE CARGA GOBERNANTE**  
Código de Diseño : L R F D

### REVISIÓN DE CODIGO

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN

REL.F = Relación de Interacción Flexión – Carga Axial

REL.V = Relación de Interacción en Cortante

ESTAC.b = Estación donde ocurre la relación máxima REL.F

ESTAC.v = Estación donde ocurre la relación máxima REL.V

VIGA = VIGA

COL = COLUMNA

Eqn = ECUACIÓN DEL CODIGO

M33 = MOMENTO RESPECTO A EJE FUERTE

M22 = MOMENTO RESPECTO A EJE DEBIL

V3 = CORTANTE EN EJE FUERTE

V2 = CORTANTE EN EJE DEBIL

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN: **VIGA1**

OCURRE EN MIEMBRO : 120  
SECCIÓN : W 21x62  
OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.32	H1-1b	19.69	0.00	-126326.10	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.16	F2	19.69	25910.78	0.00	-1.82

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN: **VIGA10**

OCURRE EN MIEMBRO : 195  
SECCIÓN : W 21x44  
OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.08	H1-1b	14.76	0.00	-20068.18	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	14.76	2893.73	0.00	0.05

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA11**

OCURRE EN MIEMBRO : 306  
SECCIÓN : W 18x35  
OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.13	H1-1b	2.30	0.00	-22843.40	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.16	F2	2.30	16872.75	0.00	-0.48

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA12**

OCURRE EN MIEMBRO : 280  
 SECCIÓN : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.09	H1-1b	0.00	0.00	15416.41	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	7.38	1985.52	0.00	10.44

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA13**

OCURRE EN MIEMBRO : 281  
 SECCIÓN : W 12x26  
 OCURRE EN ESTADO : C3=1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.23	H1-1b	0.00	0.00	22826.14	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	7.38	3953.05	0.00	2.47

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA14**

OCURRE EN MIEMBRO : 295  
 SECCIÓN : W 12x22  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.21	H1-1b	3.69	0.00	16367.86	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.09	F2	0.00	-5095.52	0.00	-3.52

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 137  
 SECCIÓN : W 21x68  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.29	H1-1b	19.69	0.00	-125116.30	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.15	F2	19.69	27206.94	0.00	-0.08

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 123  
 SECCIÓN : W 21x57  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.34	H1-1b	19.69	0.00	-118251.20	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.15	F2	19.69	25146.79	0.00	-2.09

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA4**

OCURRE EN MIEMBRO : 140  
 SECCIÓN : W 21x62  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.30	H1-1b	19.69	0.00	-118357.60	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.16	F2	19.69	26482.13	0.00	-0.07

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA5**

OCURRE EN MIEMBRO : 127  
 SECCIÓN : W 21x44  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.38	H1-1b	0.00	0.00	-97274.13	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.20	F2	0.00	-28491.69	0.00	0.82

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA6**

OCURRE EN MIEMBRO : 146  
 SECCIÓN : W 21x50  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.36	H1-1b	0.00	0.00	-105872.50	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.22	F2	0.00	-33332.33	0.00	-0.13

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA7**

OCURRE EN MIEMBRO : 298  
 SECCIÓN : W 18x50  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.18	H1-1b	2.30	0.00	-48243.51	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.26	F2	2.30	31690.35	0.00	0.06

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA8**

OCURRE EN MIEMBRO : 189  
 SECCIÓN : W 21x50  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.11	H1-1b	14.76	0.00	-33391.97	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	14.76	3897.26	0.00	0.06

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **VIGA9**

OCURRE EN MIEMBRO : 302  
 SECCIÓN : W 18x40  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.19	H1-1b	2.30	0.00	-40197.45	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.26	F2	2.30	28576.63	0.00	-0.43

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **BRACE1**

OCURRE EN MIEMBRO : 342  
 SECCIÓN : W 6x9  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+ 0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: REL.F>1 Elemento 344 Condic. C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
2.46	H1-1a	12.78	-46957.15	-1814.91	-3.82
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.01	F2	12.78	253.73	-0.39	0.00

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **COL1**

OCURRE EN MIEMBRO : 1  
 SECCIÓN : W 18x86  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+ 0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.26	H1-1b	0.00	-85447.70	5525.27	-23393.21
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	0.00	1574.37	3832.17	0.02

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **COL10**

OCURRE EN MIEMBRO : 47  
 SECCIÓN : W 18x60  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.23	H1-1b	11.15	-34806.85	40541.35	-3105.05
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.05	F2	0.00	-6886.24	-549.88	-0.22

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : **COL11**

OCURRE EN MIEMBRO : 17  
 SECCIÓN : W 18x55  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.25	H1-1b	0.00	-38025.46	34925.25	-3944.98
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.05	F2	0.00	6237.80	708.73	0.04

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL12

OCURRE EN MIEMBRO : 59  
 SECCIÓN : W 18x50  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.37	H1-1a	11.15	-88920.94	13829.83	1814.39
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	0.00	-2405.54	318.47	0.03

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 25  
 SECCIÓN : W 18x76  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+ 0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.40	H1-1a	0.00	-132208.20	115.84	-20201.09
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	0.00	22.86	3215.92	0.01

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL3

OCURRE EN MIEMBRO : 7  
 SECCIÓN : W 18x76  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.51	H1-1a	0.00	-194910.20	10191.17	-18398.85
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	0.00	2913.16	3014.38	0.04

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL4

OCURRE EN MIEMBRO : 61  
 SECCIÓN : W 18x71  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.85	H1-1a	11.15	-335352.30	5142.98	-592.35
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.00	F2	0.00	-641.75	-79.54	0.03

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL5

OCURRE EN MIEMBRO : 3  
 SECCIÓN : W 18x71  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.27	H1-1b	11.15	-52502.68	-15599.90	10952.24
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	0.00	2706.19	1913.31	0.09

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL6

OCURRE EN MIEMBRO : 27  
 SECCIÓN : W 18x71  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.29	H1-1a	11.15	-104486.30	-2848.87	3104.47
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.01	F2	0.00	498.55	520.35	0.08

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL7

OCURRE EN MIEMBRO : 9  
 SECCIÓN : W 18x65  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.42	H1-1a	11.15	-106691.80	-28461.12	6334.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	0.00	4946.39	1146.40	0.07

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL8

OCURRE EN MIEMBRO : 57  
 SECCIÓN : W 18x65  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.57	H1-1a	11.15	-209571.40	12643.73	1719.93
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	0.00	-2202.11	295.25	0.06

MAX. RELACIÓN DE INTERACCIÓN POR DESCRIPCIÓN : COL9

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCIÓN : W 18x60  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.B[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.23	H1-1b	0.00	-23673.68	15318.71	-7994.62
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	0.00	2723.87	1441.51	0.05

Se observa que todos los tipos de elementos cumplen las ecuaciones del código, a excepción de las riostras denominados "BRACE1", los cuales indican que el elemento fallará para las combinaciones de carga C7 y C13. Es posible determinar que los estados de carga considerados en estas combinaciones son todas las cargas gravitacionales y las cargas de viento o sismo, respectivamente para las combinaciones C7 y C13, ambas en el sentido paralelo al eje Z. Los resultados anteriores son lógicos sabiendo que las riostras alcanzarán sus mayores esfuerzos al aplicársele a la estructura fuerzas laterales en el eje Z, pues en lo que respecta al eje X, las columnas de los marcos trabajan en su eje fuerte y tanto las vigas como las columnas deben proporcionar al marco la rigidez suficiente para resistir las cargas laterales que se presenten paralelo a ese eje, es decir, el eje X.

Probablemente el perfil asignado a las riostras no falle para los últimos niveles de la estructura, y sea necesario definir varios tipos de perfiles para las riostras, colocando los perfiles con mayor módulo de sección –para los esfuerzos a flexión– y mayor área transversal –para los esfuerzos axiales– en los niveles inferiores, pudiendo disminuir estas propiedades para los niveles superiores. Para poder realizar este dictamen, es necesario detallar el comportamiento de los riostras para las demás combinaciones de carga y observar su comportamiento en los elementos colocados en los niveles superiores. A continuación, se presenta un análisis detallado de las riostras bajo las combinaciones de carga que incluyen las cargas laterales:

## ANÁLISIS DETALLADO DE RIOSTRAS

### RESUMEN DE ANÁLISIS

Código de Diseño : L R F D

#### RELACIÓN DE ESFUERZO POR MIEMBRO Y COMBINACIÓN DE CARGA

Rel.f = Relación de esfuerzo a flexión

Rel.v = Relación de esfuerzo a corte

ESTAC.b = Estación donde ocurre la relación máxima REL.F

ESTAC.v = Estación donde ocurre la relación máxima REL.V

Miembro	Combinación	REL.F	ESTAC.b[ft]	REL.V	ESTAC.v[ft]	Estatus de Diseño
326	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.15	12.78	0.01	0.00	BIEN
326	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
326	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
326	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.44	12.78	0.01	0.00	BIEN
326	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.43	0.00	0.01	0.00	BIEN
322	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.04	0.00	0.00	0.00	BIEN
322	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.08	12.78	0.01	0.00	BIEN
322	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.08	12.78	0.00	0.00	BIEN
322	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.13	12.78	0.01	0.00	BIEN
322	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.13	12.78	0.01	0.00	BIEN
323	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.32	0.00	0.00	12.78	BIEN
323	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.48	0.00	0.00	12.78	BIEN
323	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.45	0.00	0.00	12.78	BIEN
323	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.68	12.78	0.01	12.78	BIEN
323	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.70	0.00	0.01	12.78	BIEN
324	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.64	0.00	0.00	12.78	BIEN
324	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.99	12.78	0.01	12.78	BIEN
324	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.95	12.78	0.01	12.78	BIEN
324	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	1.35	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
324	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	1.39	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
325	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.10	12.78	0.01	0.00	BIEN
325	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.17	12.78	0.01	0.00	BIEN
325	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.18	12.78	0.01	0.00	BIEN
325	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
325	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
327	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.93	12.78	0.01	12.78	BIEN
327	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	1.44	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
327	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	1.39	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
327	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	1.79	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
327	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	1.84	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
328	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.27	0.00	0.01	0.00	BIEN
328	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.45	12.78	0.02	0.00	BIEN
328	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.46	12.78	0.02	0.00	BIEN
328	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.55	12.78	0.02	0.00	BIEN
328	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.54	12.78	0.02	0.00	BIEN
329	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	1.25	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
329	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	1.97	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
329	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	1.89	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
329	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	2.22	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
329	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	2.28	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
330	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.27	0.00	0.01	0.00	BIEN
330	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.46	12.78	0.02	0.00	BIEN
330	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.47	12.78	0.01	0.00	BIEN
330	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.50	12.78	0.01	0.00	BIEN
330	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.49	12.78	0.01	0.00	BIEN
331	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	1.34	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
331	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	2.09	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
331	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	2.00	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
331	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	2.13	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
331	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	2.20	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
332	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.32	0.00	0.00	12.78	BIEN
332	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.47	0.00	0.00	12.78	BIEN
332	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.45	0.00	0.00	12.78	BIEN
332	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.68	12.78	0.01	12.78	BIEN
332	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.70	0.00	0.01	12.78	BIEN
333	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.04	0.00	0.00	0.00	BIEN

333	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.08	12.78	0.01	0.00	BIEN
333	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.08	12.78	0.00	0.00	BIEN
333	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.13	12.78	0.01	0.00	BIEN
333	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.13	12.78	0.01	0.00	BIEN
334	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.10	12.78	0.01	0.00	BIEN
334	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.17	12.78	0.01	0.00	BIEN
334	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.18	12.78	0.01	0.00	BIEN
334	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
334	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
335	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.64	0.00	0.00	12.78	BIEN
335	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.98	12.78	0.01	12.78	BIEN
335	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.95	12.78	0.01	12.78	BIEN
335	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	1.34	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
335	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	1.37	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
336	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.92	12.78	0.01	12.78	BIEN
336	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	1.43	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
336	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	1.38	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
336	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	1.78	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
336	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	1.82	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
337	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.15	12.78	0.01	0.00	BIEN
337	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
337	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.33	0.00	0.01	0.00	BIEN
337	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.43	12.78	0.01	0.00	BIEN
337	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.43	0.00	0.01	0.00	BIEN
338	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	1.25	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
338	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	1.96	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
338	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	1.89	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
338	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	2.21	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
338	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	2.26	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
339	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.27	0.00	0.01	0.00	BIEN
339	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.45	12.78	0.02	0.00	BIEN
339	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.46	12.78	0.02	0.00	BIEN
339	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.54	12.78	0.02	0.00	BIEN
339	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.53	12.78	0.02	0.00	BIEN
340	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	1.33	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
340	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	2.08	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
340	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	2.00	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
340	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	2.11	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
340	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	2.17	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
341	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.27	0.00	0.01	0.00	BIEN
341	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.46	12.78	0.02	0.00	BIEN
341	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.47	12.78	0.01	0.00	BIEN
341	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.50	12.78	0.01	0.00	BIEN
341	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.48	12.78	0.01	0.00	BIEN
342	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	1.57	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
342	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	2.46	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
342	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	2.36	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
342	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	2.27	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
342	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	2.35	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
343	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.32	0.00	0.01	0.00	BIEN
343	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.55	12.78	0.02	0.00	BIEN
343	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.56	12.78	0.02	0.00	BIEN
343	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.53	12.78	0.02	0.00	BIEN
343	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.52	12.78	0.02	0.00	BIEN
344	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	1.56	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
344	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	2.45	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
344	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	2.36	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
344	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	2.25	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
344	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	2.33	12.78	0.01	12.78	REL.F>1
345	C5=1.2dl+1.2CM+1.6CV	0.32	0.00	0.01	0.00	BIEN
345	C7=1.2dl+1.2CM+1.3WI	0.55	12.78	0.02	0.00	BIEN
345	C9=0.9dl+0.9CM+1.3WI	0.56	12.78	0.02	0.00	BIEN
345	C11=0.9dl+0.9CM+1.0E	0.53	12.78	0.02	0.00	BIEN
345	C13=1.2dl+1.2CM+1.0E	0.51	12.78	0.02	0.00	BIEN

Se observa en los resultados del análisis, que los elementos 322, 323, 325, 326, 328, 330, 332, 333, 334, 337, 339, 341, 343, y 345 no fallan para ninguna combinación de carga, y al referirse a la ubicación de los mismos dentro de la estructura, se observa que los elementos 322, 323, 325, 326, 332, 333, 334, y 337 todos pertenecen a los últimos tres niveles. A pesar de ser varios las riostras que no fallan en estos niveles, algunos sí fallan para algunas combinaciones de carga, como es el caso de los elementos 324, 327, 335, y 336. Los elementos 328, 330, 339, 341, 343, y 345 fallan para todas las combinaciones de carga, y todos ellos están ubicados en los primeros tres niveles del edificio. Por las razones expuestas en este párrafo, se determina que es necesario definir dos tipos de riostras, uno para los primeros tres niveles, y otro para los últimos niveles, debiendo aumentar para todos ellos las propiedades de los nuevos perfiles a seleccionar tales como módulo de sección y área transversal, en comparación con el perfil W6x9 que se había asignado preliminarmente.

Con el objeto de tener un parámetro de referencia de los resultados del primer análisis aplicado a la estructura, se procederá a continuación a revisar las deformaciones máximas laterales debido a la acción de las fuerzas laterales. Esta revisión se realizará por medio de las especificaciones dadas en el Capítulo 2-8 para limitaciones de deformación, de las normas AGIES. El análisis presentado a continuación será comparado con las deformaciones obtenidas luego del proceso de optimización de perfiles, el cual se considerará en el diseño final, después de analizar los resultados.

La selección de los nuevos perfiles para las riostras, se realizará conjuntamente con la optimización de los elementos que conforman las vigas y columnas de la estructura, presentándose los resultados del siguiente análisis en el punto D del presente capítulo, como un diseño preliminar, al cual –debido a las razones explicadas en el párrafo anterior– también se le revisará las deformaciones máximas laterales utilizando las mismas especificaciones.

**RESULTADOS DE ANÁLISIS  
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CADA NIVEL  
1er ANÁLISIS APLICADO A LA ESTRUCTURA**

**Traslaciones**

Nivel	Traslaciones [pulgadas]			Rotaciones [Rad]		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
<b>Condición de Carga: WINx=viento en dirección X</b>						
1	0.05028	0.00188	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00042
2	0.11958	0.00325	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00040
3	0.18426	0.00431	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00035
4	0.23632	0.00492	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00027
5	0.27758	0.00524	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00021
6	0.30312	0.00534	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00012
<b>Condición de Carga: WINz=viento en dirección Z</b>						
1	0.00000	0.00196	0.14010	0.00041	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00330	0.27350	0.00021	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00432	0.41263	0.00007	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00497	0.52557	0.00002	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00537	0.61419	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00552	0.67047	-0.00009	0.00000	0.00000
<b>Condición de Carga: EQx=sismo en dirección X</b>						
1	0.10412	0.00452	-0.00578	-0.00003	-0.00002	-0.00089
2	0.26024	0.00799	-0.01327	-0.00002	-0.00004	-0.00095
3	0.41988	0.01084	-0.02122	-0.00001	-0.00006	-0.00090
4	0.55804	0.01254	-0.02819	-0.00001	-0.00008	-0.00076
5	0.67309	0.01346	-0.03393	0.00000	-0.00010	-0.00062
6	0.74516	0.01375	-0.03752	-0.00001	-0.00011	-0.00036
<b>Condición de Carga: EQz=sismo en dirección Z</b>						
1	-0.00042	0.00297	0.17647	0.00054	0.00000	0.00000
2	-0.00096	0.00513	0.36446	0.00030	0.00000	0.00000
3	-0.00153	0.00688	0.57956	0.00012	0.00001	0.00000
4	-0.00203	0.00801	0.76700	0.00004	0.00001	0.00000
5	-0.00246	0.00873	0.92114	-0.00002	0.00001	0.00000
6	-0.00274	0.00899	1.01891	-0.00016	0.00001	0.00000

Con los desplazamientos máximos obtenidos en el análisis de la estructura, se procede a continuación a elaborar una hoja de cálculo en la cual se proporcionarán los datos del edificio y los desplazamientos de cada nivel, con el objeto de incluir las especificaciones de las normas AGIES en lo que respecta a las limitaciones en deformaciones laterales.

## REVISIÓN DE LIMITACIONES EN DEFORMACIONES

### CARGA DE VIENTO:

#### NUMERAL 2-8.3.3, AGIES:

Los límites de deformación lateral se especifican por medio de derivas laterales máximas. Las derivas son deformaciones laterales medidas entre dos pisos. Las derivas elásticas de una edificación calculadas conforme a estas normas no excederán los siguientes valores: (AGIES, 1996)

Nivel	Def. máxima (pulgadas)		Altura de nivel	
	Viento en X	Viento en Z	(metros)	(pulgadas)
1	0.05	0.14	3.40	133.86
2	0.12	0.27	6.80	267.72
3	0.18	0.41	10.20	401.57
4	0.24	0.53	13.60	535.43
5	0.28	0.61	17.00	669.29
6	0.30	0.67	20.40	803.15

Con los siguientes datos de la estructura:

$$h_N = \text{Altura total del edificio} = 20.4 \text{ m.} = 803.15 \text{ plg.}$$

$$h_i = \text{Altura del nivel "i"}$$

Aplicando las ecuaciones de este numeral correspondientes al nivel de protección superior (inciso B), debido a la vidriera del forro exterior del edificio considerándose frágil:

$$\Delta_N \leq 0.003 h_N \quad \text{Para la edificación globalmente}$$

$$\Delta_i \leq 0.00375 (h_i - h_{i-1}) \quad \text{Para dos entrepisos consecutivos}$$

**EJE GLOBAL X:**

**Para edificación globalmente:**

$$\Delta_{MAX X} = 0.30 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{permitida x} = 2.41 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

**Para entrepisos consecutivos:**

Entrepisos	Deformaciones (pulgadas)		Estado
	$\Delta_x$	$\Delta_{permitida x}$	
2 - 1	0.07	0.502	BIEN
3 - 2	0.06	0.502	BIEN
4 - 3	0.06	0.502	BIEN
5 - 4	0.04	0.502	BIEN
6 - 5	0.02	0.502	BIEN

**EJE GLOBAL Z:**

**Para edificación globalmente:**

$$\Delta_{MAX Z} = 0.67 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{permitida z} = 2.41 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

**Para entrepisos consecutivos:**

Entrepisos	Deformaciones (pulgadas)		Estado
	$\Delta_z$	$\Delta_{permitida z}$	
2 - 1	0.13	0.502	BIEN
3 - 2	0.14	0.502	BIEN
4 - 3	0.12	0.502	BIEN
5 - 4	0.08	0.502	BIEN
6 - 5	0.06	0.502	BIEN

## REVISIÓN DE LIMITACIONES EN DEFORMACIONES

### CARGA DE SISMO:

### NUMERAL 2-8.4.3, AGIES:

Las deformaciones sísmicas analíticamente calculadas son esencialmente parámetros de referencia para encauzar a los proyectistas a producir edificaciones con grados comparables de rigidez. (AGIES, 1996)

Debido a que las derivas laterales calculadas en el análisis son deformaciones postelásticas que se desarrollarían en la edificación después de varias excursiones fuera del rango elástico, es necesario multiplicar las deformaciones obtenidas en el análisis estructural por el correspondiente valor del factor de reducción de respuesta sísmica, habiéndose tomado para el presente edificio un  $R = 7.36$

### Cálculo de deformaciones elásticas:

Nivel	Def. dada por análisis (pulg.)		Def. postelásticas (pulg.)	
	Sismo en X	Sismo en Z	Sismo en X	Sismo en Z
1	0.10	0.18	0.74	1.32
2	0.26	0.36	1.91	2.65
3	0.42	0.58	3.09	4.27
4	0.56	0.77	4.12	5.67
5	0.67	0.92	4.93	6.77
6	0.75	1.02	5.52	7.51

### Cálculo de deformaciones postelásticas:

Nivel	Def. máximas (pulgadas)		Altura de nivel	
	Sismo en X	Sismo en Z	(metros)	(pulgadas)
1	0.74	1.32	3.40	133.86
2	1.91	2.65	6.80	267.72
3	3.09	4.27	10.20	401.57
4	4.12	5.67	13.60	535.43
5	4.93	6.77	17.00	669.29
6	5.52	7.51	20.40	803.15

Con los siguientes datos de la estructura:

$$h_N = \text{Altura total del edificio} = 20.4 \text{ m.} = 803.15 \text{ plg.}$$

$$h_i = \text{Altura del nivel "i"}$$

Aplicando las ecuaciones de este numeral correspondientes al nivel de protección sísmica C2 debido a la clasificación de la estructura dada en el Cuadro 2-2/A (Importante,  $I_o = 4$ )

$$\Delta_N \leq 0.0125 h_N \quad \text{Para la edificación globalmente}$$

$$\Delta_i \leq 0.015 (h_i - h_{i-1}) \quad \text{Para dos entrepisos consecutivos}$$

**EJE GLOBAL X:**

**Para edificación globalmente:**

$$\Delta_{MAX X} = 5.52 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{permitida x} = 10.04 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

**Para entrepisos consecutivos:**

Entrepisos	Def. relativas (pulgadas)		Estado
	$\Delta_x$	$\Delta_{permitida x}$	
2 - 1	1.18	2.008	BIEN
3 - 2	1.18	2.008	BIEN
4 - 3	1.03	2.008	BIEN
5 - 4	0.81	2.008	BIEN
6 - 5	0.59	2.008	BIEN

**EJE GLOBAL Z:**

**Para edificación globalmente:**

$$\Delta_{MAX Z} = 7.51 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{permitida z} = 10.04 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

**Para entrepisos consecutivos:**

Entrepisos	Def. relativas (pulgadas)		Estado
	$\Delta_z$	$\Delta_{permitida z}$	
2 - 1	1.32	2.008	BIEN
3 - 2	1.62	2.008	BIEN
4 - 3	1.40	2.008	BIEN
5 - 4	1.10	2.008	BIEN
6 - 5	0.74	2.008	BIEN

#### D. OPTIMIZACIÓN Y DISEÑO DE PERFILES:

Por medio del análisis presentado en el punto anterior, es posible observar que todos los elementos de vigas y columnas cumplen las especificaciones de diseño presentadas en el análisis estructural. Debido a esto, es muy probable que los perfiles seleccionados estén sobrediseñados, por lo que se procederá a optimizar la estructura a la vez que se definen los nuevos perfiles para las riostras que fallaron bajo las combinaciones de cargas laterales de viento y sismo en el sentido del eje Z. Como todo proceso de optimización, debe definirse algunas pautas de uniformidad a la estructura. Estas pautas, deben establecerse con criterio en función del peralte de los elementos, y ayudarán a evitar que se diseñe una variedad demasiado extensa de perfiles, lo cual sucedería si se consideran solamente las cargas aplicadas y resistencias de los elementos.

En lo que respecta a vigas y riostras, para el presente proceso de optimización, se definieron los siguientes grupos de perfiles para cada tipo de viga y riostra de la estructura:

*Tabla 13: Grupos de perfiles asignados a las vigas y riostras*

VIGA 1	W18
VIGA 2	W18
VIGA 3	W18
VIGA 4	W18
VIGA 5	W16
VIGA 6	W16
VIGA 7	W16
VIGA 8	W18
VIGA 9	W14
VIGA 10	W16
VIGA 11	W14
VIGA 12	W14
VIGA 13	W10
VIGA 14	W8
RIOSTRA 1	W10
RIOSTRA 2	W8

Debe hacerse notar que en los resultados de análisis presentados en el formato del programa de computadora, los RIOSTRA aparecen identificados como BRACE, pues es su traducción al idioma inglés. De la misma forma, para el caso de los tipos de columnas, éstos serán diseñados para obtener un perfil W18, con el objeto de fijar un solo tamaño de peralte y facilitar de esta manera el proceso constructivo de columnas en lo que respecta a uniones entre las mismas, pues independientemente si las uniones son soldadas o pernadas, el obtener el mismo peralte de columnas facilita las especificaciones de diseño en planos y la ejecución en campo o planta de fabricación.

Se presenta a continuación, un resumen del proceso de optimización de diseño aplicado a la estructura, siguiendo las restricciones presentadas en la Tabla 13. Se detalla en este resumen, tanto el número de elemento que presentó las condiciones más críticas para cada tipo de descripción, como la combinación de carga que gobernó el diseño. Para su correcta interpretación, se debe referir nuevamente a la identificación de elementos que se realizó gráficamente en las Figuras 16 a 23 (elevaciones de marcos de ejes número y ejes letra), para poder identificar los perfiles asignados a los elementos que conforman los marcos descritos, que en su conjunto, forman la estructura del edificio en su totalidad. Luego del análisis, se presentan los resultados obtenidos para las deformaciones máximas de cada nivel de la edificación, así como la revisión de limitaciones de estas deformaciones por medio de las normas AGIES.

Independientemente a los resultados del análisis que a continuación se presentan, no es posible aún determinar que los perfiles seleccionados conforman el diseño final del edificio, pues además de las especificaciones de cargas y resistencias dadas en el código LRFD, y el análisis de limitaciones en las deformaciones, se deben cumplir los requerimientos proporcionados en las especificaciones de la AISC denominadas "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (Especificaciones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural). Previo al análisis, se procederá a calcular los factores " $K$ " de longitud efectiva de columnas, presentados a continuación en la Tabla 14.

Tabla 14: Factores "K" de longitud efectiva de columnas

**FACTORES "K" DE LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS**

Factores calculados utilizando nomograma mostrado en la Figura 7 del Capítulo III, con desplazamiento lateral permitido.

- K33 = Factor K correspondiente al eje local fuerte (X) de la sección transversal de la columna.
- K22 = Factor K correspondiente al eje local débil (Y) de la sección transversal de la columna.

ELEMENTO No.	K33	K22
1	1.6644	1.19825
2	2.0632	1.06238
3	1.99136	1.06932
4	1.95538	1.07942
5	2.16195	1.07942
6	2.0958	1.05986
7	1.74378	1.2049
8	2.24761	1.0721
9	2.05572	1.06038
10	1.95968	1.05454
11	2.16692	1.05454
12	2.09809	1.04687
13	1.74378	1.2049
14	2.24761	1.0721
15	2.05572	1.06038
16	1.95968	1.05454
17	2.16692	1.05454
18	2.09809	1.04687
19	1.6644	1.19825
20	2.0632	1.06238
21	1.99136	1.06932
22	1.95538	1.07942
23	2.16195	1.07942
24	2.0958	1.05986
25	1.52139	1.18768
26	1.68567	1.04248
27	1.59745	1.04609
28	1.55299	1.05297
29	1.69093	1.06616
30	1.65239	1.05986
31	1.62986	1.19285
32	1.95177	1.05176
33	1.84891	1.05836
34	1.73704	1.05827
35	1.75999	1.0442
36	1.65239	1.03985
37	1.45699	1.1842
38	1.55107	1.03923
39	1.48677	1.04275
40	1.41782	1.04275
41	1.43244	1.03923
42	1.37102	1.03923
43	1.37665	1.1842
44	1.38621	1.03923
45	1.33298	1.03923

*Continuación /Tabla 14: Factores "K" de longitud efectiva de columnas*

46	1.30609	1.03923
47	1.39255	1.03985
48	1.31337	1.03985
49	1.52139	1.18768
50	1.68567	1.04248
51	1.59745	1.04609
52	1.55299	1.05297
53	1.69093	1.06616
54	1.65239	1.05986
55	1.62986	1.19285
56	1.95177	1.05176
57	1.84891	1.05836
58	1.73704	1.05827
59	1.75999	1.0442
60	1.65239	1.03985
61	1.52347	1.19285
62	1.69524	1.05176
63	1.61658	1.05836
64	1.53172	1.05827
65	1.54949	1.0442
66	1.47158	1.03985
67	1.43053	1.18768
68	1.49276	1.04248
69	1.42665	1.04609
70	1.39326	1.05297
71	1.49912	1.06616
72	1.47158	1.05986
73	1.6644	1.19825
74	2.0632	1.06238
75	1.99136	1.06932
76	1.95538	1.07942
77	2.16195	1.07942
78	2.0958	1.05986
79	1.74378	1.2049
80	2.24761	1.0721
81	2.05572	1.06038
82	1.95968	1.05454
83	2.16692	1.05454
84	2.09809	1.04687
85	1.74378	1.2049
86	2.24761	1.0721
87	2.05572	1.06038
88	1.95968	1.05454
89	2.16692	1.05454
90	2.09809	1.04687
91	1.6644	1.19825
92	2.0632	1.06238
93	1.99136	1.06932
94	1.95538	1.07942
95	2.16195	1.07942
96	2.0958	1.05986

## RESUMEN DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

**Diseño por descripciones para carga gobernante**  
**Norma de diseño L R F D**

### REVISIÓN DE CÓDIGO

RELACIONES MAXIMAS DE ESFUERZO POR DESCRIPCIÓN

REL.F = Relación de esfuerzos para flexión

REL.V = Relación de esfuerzos para corte

ESTAC.F = Estación a la cual ocurre Rel.f

ESTAC.V = Estación a la cual ocurre Rel.v

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **BRACE1**

OCURRE EN MIEMBRO : 342  
 SECCION : W 10x22  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+ 0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.79	H1-1a	12.78	-62764.47	-12214.36	-1.33
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	12.78	1796.03	-0.08	0.00

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **BRACE2**

OCURRE EN MIEMBRO : 327  
 SECCION : W 8x18  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.66	H1-1a	12.78	-39392.58	-5248.20	-1.63
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	12.78	677.71	-13.76	-0.36

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL1**

OCURRE EN MIEMBRO : 91  
 SECCION : W 18x40  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.72	H1-1a	0.00	-78985.78	-48846.49	148.02
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.06	F2	0.00	-6564.07	-42.95	-0.03

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL10**

OCURRE EN MIEMBRO : 47  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.42	H1-1a	11.15	-32242.45	33307.41	-1271.46
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.06	F2	0.00	-5875.98	-222.16	-0.03

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL11

OCURRE EN MIEMBRO : 17  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.50	H1-1a	0.00	-42853.34	42447.44	-300.65
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.08	F2	0.00	7654.28	46.91	0.02

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL12

OCURRE EN MIEMBRO : 59  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.65	H1-1a	11.15	-90495.31	9886.85	527.61
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	0.00	-1612.93	90.41	0.02

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 67  
 SECCION : W 18x46  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.86	H1-1a	11.15	-156354.40	-2487.87	-318.56
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.00	F2	0.00	374.75	-42.75	0.01

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL3

OCURRE EN MIEMBRO : 7  
 SECCION : W 18x50  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.88	H1-1a	11.15	-217289.20	-21798.40	625.22
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	0.00	2863.72	262.27	0.02

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL4

OCURRE EN MIEMBRO : 61  
 SECCION : W 18x65  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.94	H1-1a	11.15	-339159.40	4649.20	-284.50
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.00	F2	0.00	-542.89	-38.12	0.02

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL5

OCURRE EN MIEMBRO : 75  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.55	H1-1a	11.15	-49393.21	38524.12	705.27
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-6627.23	119.92	-0.03

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL6

OCURRE EN MIEMBRO : 51  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.68	H1-1a	11.15	-72772.81	40195.61	493.11
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-6928.83	84.19	-0.03

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL7

OCURRE EN MIEMBRO : 9  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.88	H1-1a	11.15	-116029.50	-24276.64	116.89
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	0.00	4139.07	31.61	0.01

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL8

OCURRE EN MIEMBRO : 57  
 SECCION : W 18x50  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.74	H1-1a	11.15	-213307.50	7666.36	745.70
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.01	F2	0.00	-1343.44	127.89	0.03

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL9

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.35	H1-1b	0.00	-20913.59	14976.90	-4144.88
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	0.00	2617.72	741.84	0.02

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA1**

OCURRE EN MIEMBRO : 136  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.60	H1-1b	19.69	0.00	-107988.70	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.23	F2	19.69	24117.42	0.00	-0.42

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA10**

OCURRE EN MIEMBRO : 278  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.09	H1-1b	0.00	0.00	10509.93	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	7.38	1675.21	0.00	13.88

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA11**

OCURRE EN MIEMBRO : 306  
 SECCION : W 14x22  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.29	H1-1b	2.30	0.00	-25995.01	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.33	F2	2.30	20312.51	0.00	-0.52

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA12**

OCURRE EN MIEMBRO : 202  
 SECCION : W 14x22  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.15	H1-1b	7.38	0.00	13595.41	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-2919.62	0.00	-16.97

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA13**

OCURRE EN MIEMBRO : 269  
 SECCION : W 10x12  
 OCURRE EN ESTADO : C3=1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.66	H1-1b	7.38	0.00	22082.71	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.13	F2	0.00	-4525.23	0.00	-1.54

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA14**

OCURRE EN MIEMBRO : 295  
 SECCION : W 8x10  
 OCURRE EN ESTAOO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE OISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.69	H1-1b	3.69	0.00	16255.28	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.20	F2	0.00	-5044.39	0.00	-1.87

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 137  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.63	H1-1b	19.69	0.00	-113369.30	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.25	F2	19.69	25624.03	0.00	-0.03

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 139  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.57	H1-1b	19.69	0.00	-102991.40	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.23	F2	19.69	23672.90	0.00	-0.54

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA4**

OCURRE EN MIEMBRO : 140  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.0EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.61	H1-1b	19.69	0.00	-109462.60	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.24	F2	19.69	25229.52	0.00	-0.04

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA5**

OCURRE EN MIEMBRO : 147  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.75	H1-1b	0.00	0.00	-88283.93	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.36	F2	0.00	-27278.38	0.00	0.40

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA6**

OCURRE EN MIEMBRO : 146  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.91	H1-1b	0.00	0.00	-107256.40	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.43	F2	0.00	-33041.16	0.00	-0.07

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA7**

OCURRE EN MIEMBRO : 298  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+ 0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.50	H1-1b	2.30	0.00	-59374.46	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.57	F2	2.30	43671.21	0.00	0.00

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA8**

OCURRE EN MIEMBRO : 276  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.06	H1-1b	0.00	0.00	10957.24	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	7.38	1856.39	0.00	28.60

RELACIÓN MAXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA9**

OCURRE EN MIEMBRO : 302  
 SECCION : W 14x22  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.0EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.48	H1-1b	2.30	0.00	-42779.13	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.53	F2	2.30	32723.68	0.00	-0.28

Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
1	12	28	COL1	W 18x40
2	28	44	COL1	W 18x40
3	44	60	COL5	W 18x35
4	60	76	COL5	W 18x35
5	76	92	COL9	W 18x35
6	92	103	COL9	W 18x35
7	8	24	COL3	W 18x50
8	24	40	COL3	W 18x50
9	40	56	COL7	W 18x35
10	56	72	COL7	W 18x35
11	72	88	COL11	W 18x35
12	88	102	COL11	W 18x35
13	4	20	COL3	W 18x50
14	20	36	COL3	W 18x50
15	36	52	COL7	W 18x35
16	52	68	COL7	W 18x35
17	68	84	COL11	W 18x35
18	84	100	COL11	W 18x35
19	101	16	COL1	W 18x40
20	16	32	COL1	W 18x40
21	32	48	COL5	W 18x35
22	48	64	COL5	W 18x35
23	64	80	COL9	W 18x35
24	80	96	COL9	W 18x35
25	13	29	COL2	W 18x46
26	29	45	COL2	W 18x46
27	45	61	COL6	W 18x35
28	61	77	COL6	W 18x35
29	77	93	COL10	W 18x35
30	93	107	COL10	W 18x35
31	9	25	COL4	W 18x65
32	25	41	COL4	W 18x65
33	41	57	COL8	W 18x50
34	57	73	COL8	W 18x50
35	73	89	COL12	W 18x35
36	89	104	COL12	W 18x35
37	5	21	COL4	W 18x65
38	21	37	COL4	W 18x65
39	37	53	COL8	W 18x50
40	53	69	COL8	W 18x50
41	69	85	COL12	W 18x35
42	85	110	COL12	W 18x35
43	1	17	COL2	W 18x46
44	17	33	COL2	W 18x46
45	33	49	COL6	W 18x35

Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
46	49	65	COL6	W 18x35
47	65	81	COL10	W 18x35
48	81	97	COL10	W 18x35
49	14	30	COL2	W 18x46
50	30	46	COL2	W 18x46
51	46	62	COL6	W 18x35
52	62	78	COL6	W 18x35
53	78	94	COL10	W 18x35
54	94	108	COL10	W 18x35
55	10	26	COL4	W 18x65
56	26	42	COL4	W 18x65
57	42	58	COL8	W 18x50
58	58	74	COL8	W 18x50
59	74	90	COL12	W 18x35
60	90	105	COL12	W 18x35
61	6	22	COL4	W 18x65
62	22	38	COL4	W 18x65
63	38	54	COL8	W 18x50
64	54	70	COL8	W 18x50
65	70	86	COL12	W 18x35
66	86	111	COL12	W 18x35
67	2	18	COL2	W 18x46
68	18	34	COL2	W 18x46
69	34	50	COL6	W 18x35
70	50	66	COL6	W 18x35
71	66	82	COL10	W 18x35
72	82	98	COL10	W 18x35
73	15	31	COL1	W 18x40
74	31	47	COL1	W 18x40
75	47	63	COL5	W 18x35
76	63	79	COL5	W 18x35
77	79	95	COL9	W 18x35
78	95	109	COL9	W 18x35
79	11	27	COL3	W 18x50
80	27	43	COL3	W 18x50
81	43	59	COL7	W 18x35
82	59	75	COL7	W 18x35
83	75	91	COL11	W 18x35
84	91	106	COL11	W 18x35
85	7	23	COL3	W 18x50
86	23	39	COL3	W 18x50
87	39	55	COL7	W 18x35
88	55	71	COL7	W 18x35
89	71	87	COL11	W 18x35
90	87	112	COL11	W 18x35

Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
91	3	19	COL1	W 18x40
92	19	35	COL1	W 18x40
93	35	51	COL5	W 18x35
94	51	67	COL5	W 18x35
95	67	83	COL9	W 18x35
96	83	99	COL9	W 18x35
97	16	17	VIGA1	W 18x35
98	17	135	VIGA1	W 18x35
99	18	19	VIGA1	W 18x35
100	32	33	VIGA1	W 18x35
101	33	133	VIGA1	W 18x35
102	34	35	VIGA1	W 18x35
103	48	49	VIGA3	W 18x35
104	49	131	VIGA3	W 18x35
105	50	51	VIGA3	W 18x35
106	64	65	VIGA3	W 18x35
107	65	129	VIGA3	W 18x35
108	66	67	VIGA3	W 18x35
109	80	81	VIGA5	W 16x26
110	81	127	VIGA5	W 16x26
111	82	83	VIGA5	W 16x26
112	96	97	VIGA5	W 16x26
113	97	149	VIGA5	W 16x26
114	98	99	VIGA5	W 16x26
115	20	21	VIGA1	W 18x35
116	21	136	VIGA2	W 18x35
117	22	23	VIGA1	W 18x35
118	36	37	VIGA1	W 18x35
119	37	134	VIGA2	W 18x35
120	38	39	VIGA1	W 18x35
121	52	53	VIGA3	W 18x35
122	53	132	VIGA4	W 18x35
123	54	55	VIGA3	W 18x35
124	68	69	VIGA3	W 18x35
125	69	130	VIGA4	W 18x35
126	70	71	VIGA3	W 18x35
127	84	85	VIGA5	W 16x26
128	85	128	VIGA6	W 16x26
129	86	87	VIGA5	W 16x26
130	100	110	VIGA5	W 16x26
131	110	125	VIGA6	W 16x26
132	111	112	VIGA5	W 16x26
133	24	25	VIGA1	W 18x35
134	25	26	VIGA2	W 18x35
135	26	27	VIGA1	W 18x35

Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
136	40	41	VIGA1	W 18x35
137	41	42	VIGA2	W 18x35
138	42	43	VIGA1	W 18x35
139	56	57	VIGA3	W 18x35
140	57	58	VIGA4	W 18x35
141	58	59	VIGA3	W 18x35
142	72	73	VIGA3	W 18x35
143	73	74	VIGA4	W 18x35
144	74	75	VIGA3	W 18x35
145	88	89	VIGA5	W 16x26
146	89	90	VIGA6	W 16x26
147	90	91	VIGA5	W 16x26
148	102	104	VIGA5	W 16x26
149	104	105	VIGA6	W 16x26
150	105	106	VIGA5	W 16x26
151	28	29	VIGA1	W 18x35
152	29	30	VIGA1	W 18x35
153	30	31	VIGA1	W 18x35
154	44	45	VIGA1	W 18x35
155	45	46	VIGA1	W 18x35
156	46	47	VIGA1	W 18x35
157	60	61	VIGA3	W 18x35
158	61	62	VIGA3	W 18x35
159	62	63	VIGA3	W 18x35
160	76	77	VIGA3	W 18x35
161	77	78	VIGA3	W 18x35
162	78	79	VIGA3	W 18x35
163	92	93	VIGA5	W 16x26
164	93	94	VIGA5	W 16x26
165	94	95	VIGA5	W 16x26
166	103	107	VIGA5	W 16x26
167	107	108	VIGA5	W 16x26
168	108	109	VIGA5	W 16x26
169	16	20	VIGA7	W 16x26
170	20	151	VIGA7	W 16x26
171	24	28	VIGA7	W 16x26
172	32	36	VIGA7	W 16x26
173	36	153	VIGA7	W 16x26
174	40	44	VIGA7	W 16x26
175	48	52	VIGA9	W 14x22
176	52	155	VIGA9	W 14x22
177	56	60	VIGA9	W 14x22
178	64	68	VIGA9	W 14x22
179	68	157	VIGA9	W 14x22
180	72	76	VIGA9	W 14x22

Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
181	80	84	VIGA11	W 14x22
182	84	159	VIGA11	W 14x22
183	88	92	VIGA11	W 14x22
184	96	100	VIGA11	W 14x22
185	100	161	VIGA11	W 14x22
186	102	103	VIGA11	W 14x22
187	17	137	VIGA8	W 18x35
188	21	25	VIGA8	W 18x35
189	25	29	VIGA8	W 18x35
190	33	138	VIGA8	W 18x35
191	37	41	VIGA8	W 18x35
192	41	45	VIGA8	W 18x35
193	49	139	VIGA10	W 16x26
194	53	57	VIGA10	W 16x26
195	57	61	VIGA10	W 16x26
196	65	140	VIGA10	W 16x26
197	69	73	VIGA10	W 16x26
198	73	77	VIGA10	W 16x26
199	81	141	VIGA12	W 14x22
200	85	89	VIGA12	W 14x22
201	89	93	VIGA12	W 14x22
202	97	142	VIGA12	W 14x22
203	104	107	VIGA12	W 14x22
204	18	22	VIGA8	W 18x35
205	22	26	VIGA8	W 18x35
206	26	30	VIGA8	W 18x35
207	34	38	VIGA8	W 18x35
208	38	42	VIGA8	W 18x35
209	42	46	VIGA8	W 18x35
210	50	54	VIGA10	W 16x26
211	54	58	VIGA10	W 16x26
212	58	62	VIGA10	W 16x26
213	66	70	VIGA10	W 16x26
214	70	74	VIGA10	W 16x26
215	74	78	VIGA10	W 16x26
216	82	86	VIGA12	W 14x22
217	86	90	VIGA12	W 14x22
218	90	94	VIGA12	W 14x22
219	98	111	VIGA12	W 14x22
220	105	108	VIGA12	W 14x22
221	19	23	VIGA7	W 16x26
222	23	163	VIGA7	W 16x26
223	27	31	VIGA7	W 16x26
224	35	39	VIGA7	W 16x26
225	39	165	VIGA7	W 16x26

Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
226	43	47	VIGA7	W 16x26
227	51	55	VIGA9	W 14x22
228	55	167	VIGA9	W 14x22
229	59	63	VIGA9	W 14x22
230	67	71	VIGA9	W 14x22
231	71	169	VIGA9	W 14x22
232	75	79	VIGA9	W 14x22
233	83	87	VIGA11	W 14x22
234	87	171	VIGA11	W 14x22
235	91	95	VIGA11	W 14x22
236	106	109	VIGA11	W 14x22
237	110	104	VIGA12	W 14x22
238	111	105	VIGA12	W 14x22
239	113	18	VIGA1	W 18x35
240	114	50	VIGA3	W 18x35
241	115	98	VIGA5	W 16x26
242	116	34	VIGA1	W 18x35
243	117	66	VIGA3	W 18x35
244	118	82	VIGA5	W 16x26
245	119	22	VIGA2	W 18x35
246	120	70	VIGA4	W 18x35
247	121	111	VIGA6	W 16x26
248	122	38	VIGA2	W 18x35
249	123	54	VIGA4	W 18x35
250	124	86	VIGA6	W 16x26
251	115	121	VIGA13	W 10x12
252	118	124	VIGA13	W 10x12
253	117	120	VIGA13	W 10x12
254	114	123	VIGA13	W 10x12
255	116	122	VIGA13	W 10x12
256	113	119	VIGA13	W 10x12
257	125	121	VIGA6	W 16x26
258	126	115	VIGA5	W 16x26
259	127	118	VIGA5	W 16x26
260	128	124	VIGA6	W 16x26
261	129	117	VIGA3	W 18x35
262	130	120	VIGA4	W 18x35
263	131	114	VIGA3	W 18x35
264	132	123	VIGA4	W 18x35
265	133	116	VIGA1	W 18x35
266	134	122	VIGA2	W 18x35
267	135	113	VIGA1	W 18x35
268	136	119	VIGA2	W 18x35
269	126	143	VIGA13	W 10x12
270	127	144	VIGA13	W 10x12

Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
271	129	145	VIGA13	W 10x12
272	131	146	VIGA13	W 10x12
273	133	147	VIGA13	W 10x12
274	135	148	VIGA13	W 10x12
275	137	21	VIGA8	W 18x35
276	138	37	VIGA8	W 18x35
277	139	53	VIGA10	W 16x26
278	140	69	VIGA10	W 16x26
279	141	85	VIGA12	W 14x22
280	142	110	VIGA12	W 14x22
281	143	125	VIGA13	W 10x12
282	144	128	VIGA13	W 10x12
283	145	130	VIGA13	W 10x12
284	146	132	VIGA13	W 10x12
285	147	134	VIGA13	W 10x12
286	148	136	VIGA13	W 10x12
287	142	150	VIGA14	W 8x10
288	141	144	VIGA14	W 8x10
289	140	145	VIGA14	W 8x10
290	139	146	VIGA14	W 8x10
291	138	147	VIGA14	W 8x10
292	137	148	VIGA14	W 8x10
293	149	126	VIGA5	W 16x26
294	150	143	VIGA14	W 8x10
295	149	150	VIGA14	W 8x10
296	112	173	VIGA11	W 14x22
297	99	112	VIGA11	W 14x22
298	151	152	VIGA7	W 16x26
299	152	24	VIGA7	W 16x26
300	153	154	VIGA7	W 16x26
301	154	40	VIGA7	W 16x26
302	155	156	VIGA9	W 14x22
303	156	56	VIGA9	W 14x22
304	157	158	VIGA9	W 14x22
305	158	72	VIGA9	W 14x22
306	159	160	VIGA11	W 14x22
307	160	88	VIGA11	W 14x22
308	161	162	VIGA11	W 14x22
309	162	102	VIGA11	W 14x22
310	163	164	VIGA7	W 16x26
311	164	27	VIGA7	W 16x26
312	165	166	VIGA7	W 16x26
313	166	43	VIGA7	W 16x26
314	167	168	VIGA9	W 14x22
315	168	59	VIGA9	W 14x22

*Continuación /Tabla 15: Listado de descripción y perfiles diseñados*

ELEMENTO No.	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
316	169	170	VIGA9	W 14x22
317	170	75	VIGA9	W 14x22
318	171	172	VIGA11	W 14x22
319	172	91	VIGA11	W 14x22
320	173	174	VIGA11	W 14x22
321	174	106	VIGA11	W 14x22
322	84	161	BRACE2	W 8x18
323	88	162	BRACE2	W 8x18
324	72	160	BRACE2	W 8x18
325	68	159	BRACE2	W 8x18
326	52	157	BRACE2	W 8x18
327	56	158	BRACE2	W 8x18
328	36	155	BRACE1	W 10x22
329	40	156	BRACE1	W 10x22
330	20	153	BRACE1	W 10x22
331	24	154	BRACE1	W 10x22
332	91	174	BRACE2	W 8x18
333	87	173	BRACE2	W 8x18
334	71	171	BRACE2	W 8x18
335	75	172	BRACE2	W 8x18
336	59	170	BRACE2	W 8x18
337	55	169	BRACE2	W 8x18
338	43	168	BRACE1	W 10x22
339	39	167	BRACE1	W 10x22
340	27	166	BRACE1	W 10x22
341	23	165	BRACE1	W 10x22
342	8	152	BRACE1	W 10x22
343	4	151	BRACE1	W 10x22
344	11	164	BRACE1	W 10x22
345	7	163	BRACE1	W 10x22

**RESULTADOS DE ANÁLISIS**  
**DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CADA NIVEL**  
**DISEÑO PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA**

**Traslaciones**

Nivel	Traslaciones [pulgadas]			Rotaciones [Rad]		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
Condición de Carga: <b>WINx=viento en direccion X</b>						
1	0.08177	0.00380	0.00000	-0.00001	0.00000	-0.00060
2	0.19443	0.00659	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00062
3	0.31709	0.00862	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00071
4	0.42706	0.00982	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00059
5	0.51777	0.01035	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00051
6	0.57927	0.01053	0.00000	0.00001	0.00000	-0.00031
Condición de Carga: <b>WINz=viento en direccion Z</b>						
1	0.00000	0.00200	0.10290	-0.00022	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00359	0.22088	-0.00030	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00491	0.34667	-0.00028	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00582	0.47767	-0.00029	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00635	0.59199	-0.00026	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00656	0.68150	-0.00035	0.00000	-0.00001
Condición de Carga: <b>EQx=sismo en direccion X</b>						
1	0.13170	0.00726	-0.00269	-0.00001	-0.00001	-0.00100
2	0.32954	0.01291	-0.00640	0.00001	-0.00002	-0.00115
3	0.56629	0.01730	-0.01080	0.00001	-0.00003	-0.00146
4	0.79578	0.02004	-0.01561	0.00001	-0.00004	-0.00133
5	0.99776	0.02131	-0.02000	0.00002	-0.00006	-0.00124
6	1.13987	0.02175	-0.02340	0.00003	-0.00007	-0.00079
Condición de Carga: <b>EQz=sismo en direccion Z</b>						
1	-0.00040	0.00311	0.12461	-0.00032	0.00000	0.00000
2	-0.00096	0.00570	0.28754	-0.00047	0.00000	0.00000
3	-0.00161	0.00794	0.47760	-0.00047	0.00001	0.00000
4	-0.00233	0.00955	0.69160	-0.00049	0.00001	0.00000
5	-0.00300	0.01050	0.88901	-0.00046	0.00001	0.00000
6	-0.00354	0.01087	1.04557	-0.00062	0.00001	-0.00001

## REVISIÓN DE LIMITACIONES EN DEFORMACIONES

### CARGA DE VIENTO:

#### NUMERAL 2-8.3.3, AGIES:

Los límites de deformación lateral se especifican por medio de derivas laterales máximas. Las derivas son deformaciones laterales medidas entre dos pisos. Las derivas elásticas de una edificación calculadas conforme a estas normas no excederán los siguientes valores: (AGIES, 1996)

Nivel	Def. máxima (pulgadas)		Altura de nivel	
	Viento en X	Viento en Z	(metros)	(pulgadas)
1	0.08	0.10	3.40	133.86
2	0.19	0.22	6.80	267.72
3	0.32	0.35	10.20	401.57
4	0.43	0.48	13.60	535.43
5	0.52	0.59	17.00	669.29
6	0.58	0.68	20.40	803.15

Con los siguientes datos de la estructura:

$$h_N = \text{Altura total del edificio} = 20.4 \text{ m.} = 803.15 \text{ plg.}$$

$$h_i = \text{Altura del nivel "i"}$$

Aplicando las ecuaciones de este numeral correspondientes al nivel de protección superior (inciso B), debido a la vidriera del forro exterior del edificio considerándose frágil.

$$\Delta_N \leq 0.003 h_N \quad \text{Para la edificación globalmente}$$

$$\Delta_i \leq 0.00375 (h_i - h_{i-1}) \quad \text{Para dos entrepisos consecutivos}$$

### EJE GLOBAL X:

#### Para edificación globalmente:

$$\Delta_{MAX X} = 0.58 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{permitida x} = 2.41 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

#### Para entrepisos consecutivos:

Entrepisos	Deformaciones (pulgadas)		Estado
	$\Delta_x$	$\Delta_{permitida x}$	
2 - 1	0.11	0.502	BIEN
3 - 2	0.13	0.502	BIEN
4 - 3	0.11	0.502	BIEN
5 - 4	0.09	0.502	BIEN
6 - 5	0.06	0.502	BIEN

### EJE GLOBAL Z:

#### Para edificación globalmente:

$$\Delta_{MAX Z} = 0.68 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{permitida z} = 2.41 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

#### Para entrepisos consecutivos:

Entrepisos	Deformaciones (pulgadas)		Estado
	$\Delta_z$	$\Delta_{permitida z}$	
2 - 1	0.12	0.502	BIEN
3 - 2	0.13	0.502	BIEN
4 - 3	0.13	0.502	BIEN
5 - 4	0.11	0.502	BIEN
6 - 5	0.09	0.502	BIEN

## REVISIÓN DE LIMITACIONES EN DEFORMACIONES

### CARGA DE SISMO:

#### NUMERAL 2-8.4.3, AGIES:

Las deformaciones sísmicas analíticamente calculadas son esencialmente parámetros de referencia para encauzar a los proyectistas a producir edificaciones con grados comparables de rigidez. (AGIES, 1996)

Debido a que las derivas laterales calculadas en el análisis son deformaciones postelásticas que se desarrollarían en la edificación después de varias excursiones fuera del rango elástico, es necesario multiplicar las deformaciones obtenidas en el análisis estructural por el correspondiente valor del factor de reducción de respuesta sísmica, habiéndose tomado para el presente edificio un  $R = 7.36$

#### Cálculo de deformaciones elásticas:

Nivel	Def. dada por análisis (pulg.)		Def. postelásticas (pulg.)	
	Sismo en X	Sismo en Z	Sismo en X	Sismo en Z
1	0.13	0.12	0.96	0.88
2	0.33	0.29	2.43	2.13
3	0.57	0.48	4.20	3.53
4	0.79	0.69	5.81	5.08
5	0.99	0.89	7.29	6.55
6	1.14	1.04	8.39	7.65

#### Cálculo de deformaciones postelásticas:

Nivel	Def. máximas (pulgadas)		Altura de nivel	
	Sismo en X	Sismo en Z	(metros)	(pulgadas)
1	0.96	0.88	3.40	133.86
2	2.43	2.13	6.80	267.72
3	4.20	3.53	10.20	401.57
4	5.81	5.08	13.60	535.43
5	7.29	6.55	17.00	669.29
6	8.39	7.65	20.40	803.15

Con los siguientes datos de la estructura:

$$h_N = \text{Altura total del edificio} = 20.4 \text{ m.} = 803.15 \text{ plg.}$$

$$h_i = \text{Altura del nivel "i"}$$

Aplicando las ecuaciones de este numeral correspondientes al nivel de protección sísmica C2 debido a la clasificación de la estructura dada en el Cuadro 2-2/A (Importante,  $I_o = 4$ )

$$\Delta_N \leq 0.0125 h_N \quad \text{Para la edificación globalmente}$$

$$\Delta_i \leq 0.015 (h_i - h_{i-1}) \quad \text{Para dos entrepisos consecutivos}$$

**EJE GLOBAL X:**

**Para edificación globalmente:**

$$\Delta_{MAX X} = 8.39 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{\text{permitida } x} = 10.04 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

**Para entrepisos consecutivos:**

Entrepisos	Def. relativas (pulgadas)		Estado
	$\Delta_x$	$\Delta_{\text{permitida } x}$	
2 - 1	1.47	2.008	BIEN
3 - 2	1.77	2.008	BIEN
4 - 3	1.62	2.008	BIEN
5 - 4	1.47	2.008	BIEN
6 - 5	1.10	2.008	BIEN

**EJE GLOBAL Z:**

**Para edificación globalmente:**

$$\Delta_{MAX Z} = 7.65 \text{ plg.}$$

$$\Delta_{\text{permitida } z} = 10.04 \text{ plg.} \quad ==> \text{ BIEN}$$

**Para entrepisos consecutivos:**

Entrepisos	Def. relativas (pulgadas)		Estado
	$\Delta_z$	$\Delta_{\text{permitida } z}$	
2 - 1	1.25	2.008	BIEN
3 - 2	1.40	2.008	BIEN
4 - 3	1.55	2.008	BIEN
5 - 4	1.47	2.008	BIEN
6 - 5	1.10	2.008	BIEN

Se observa en este análisis, que todos los elementos que conforman la estructura cumplen las especificaciones de carga y resistencia dadas en el código LRFD, habiendo citado, en el resumen, las ecuaciones correspondientes para cada tipo de esfuerzo presentado en los elementos con combinación de carga gobernante. De la misma forma, se observa en la revisión de limitaciones en las deformaciones laterales de los niveles de la estructura, que todos los desplazamientos están dentro de los límites establecidos, con lo que se garantiza que la estructura no presentará grandes deformaciones laterales, proveyendo la seguridad estructural a los usuarios de la edificación al momento de aplicársele algún tipo de carga lateral considerado en el análisis estructural.

Las especificaciones de la AISC denominadas "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (Especificaciones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural) mencionadas anteriormente deben ser consultadas, con el objeto de garantizar que los elementos de la estructura principal se comportarán de la forma en que se concibió en la definición geométrica de la estructura, especialmente las correspondientes a los marcos riostrados excéntricamente ("Eccentrically Braced Frames" –EBF–). Este tipo de marcos poseen elementos que deben cumplir requerimientos específicos que son elementales para el correcto comportamiento del marco dentro de la estructura principal. Estos elementos, son esencialmente los acoplamientos ("links"), las riostras diagonales, los rigidizantes laterales en la viga, y las uniones soldadas entre ellos.

En el diseño de la estructura presentado anteriormente, se observa que existe dos tipos de tramos de vigas, definidas anteriormente como acoplamientos, las cuales se diseñaron seleccionando los perfiles W16x26 –para los primeros dos niveles– y W14x22 –para los niveles restantes–. Se procederá entonces, a analizar las propiedades de estos dos perfiles actuando como acoplamientos por medio de la utilización de los resultados del análisis aplicado a la estructura, y aplicando los requerimientos de la sección 15.2 y 15.3 de las especificaciones citadas de la AISC. Previamente se presenta la nomenclatura de símbolos utilizados en el diseño detallado de elementos de acero, para la correcta interpretación de resultados.

## NOMENCLATURA DE SÍMBOLOS UTILIZADOS EN DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO

### DISEÑO AISC DE ELEMENTOS

Código de Diseño : L R F D

---

Ae	: Área efectiva dada con el esfuerzo $F_y$ uniforme. $A_e = \text{area} \cdot Q_a \text{Axial}$
Análisis	: Tipo de análisis: 1=Primer orden 2=Segundo orden (P-delta)
área	: Área completa de la sección (sin reducciones por pandeo local)
Cb22	: Coeficiente de momento dependiente del gradiente de momentos (F1.3)
Cb33	: Coeficiente de momento dependiente del gradiente de momentos (F1.3)
Cw	: Coeficiente de alabeo de la sección
E	: Módulo de elasticidad o módulo de Young del acero
eqH1_1	: Relación H1_1 para esfuerzos combinados de axial y flexión
Fcr	: Esfuerzo de compresión crítico en columnas (Sec. E2 y Appendix A-E3)
Fe	: Tensión crítica de pandeo elástico flexural-torsional (LRFD Appendix E3 5.3)
fun	: Tensión normal máxima, debida a esfuerzos normales y torsionales
fuv	: Tensión cortante máxima debida a esfuerzos de corte y torsión
Fy	: Tensión de fluencia del acero en las unidades actuales de la estructura
Fyksi	: Tensión de fluencia del acero en Ksi
G	: Módulo de corte del acero
I22p	: Inercia alrededor del eje 22 (ejes principales)
I33p	: Inercia alrededor del eje 33 (ejes principales)
j22p	: Constante de diseño para la flexión alrededor del eje 22
j33p	: Constante de diseño para la flexión alrededor del eje 33
Jtor	: Constante de torsión de Saint Venant
K33p,K22p	: Factor de longitud efectiva alrededor de los ejes principales
Klr22	: Esbeltez geométrica alrededor del eje 22 principal
Klr33	: Esbeltez geométrica alrededor del eje 33 principal
KlrAdm	: Relación de esbeltez máxima permitida para el elemento
KlrMax	: Esbeltez de diseño. La esbeltez mayor entre Klr22 y Klr33
L33	: Longitud del miembro para el cálculo de la capacidad axial
L22	: Longitud del miembro para el cálculo de la capacidad axial
lam22	: Relación ancho-largo de los elementos comprimidos bajo momento flector 22
lam33	: Relación ancho-largo de los elementos comprimidos bajo momento flector 33
lamAxial	: Relación ancho-largo de los elementos de la sección (B5)(elemento de mayor pandeo local)
lamE	: Parámetro de esbeltez para columnas (Eq. E2-4)
lamEFe	: Parámetro de esbeltez para columnas con pandeo flexural-torsional (Eq.A-E3-4)
lamEmax	: La mayor relación lambda entre LamE y LamEFe
lamP22	: Relación ancho-largo para diseño plástico (cuando M22 actúa solo) (B5.2)
lamP33	: Relación ancho-largo para diseño plástico (cuando M33 actúa solo) (B5.2)
lamPaxial	: Relación ancho-largo para diseño plástico (cuando Pu actúa solo) (B5.2)
lamR22	: Relación lambdaR (límite de sección esbelta) para M22 (B5)
lamR33	: Relación lambdaR (límite de sección esbelta) para M22 (B5)
lamRaxial	: Relación lambdaR para esfuerzo axial (B5)
Lb	: Longitud entre arriostres contra el pandeo torsional
Lp22	: Longitud límite para el diseño plástico (Eq. F1-4)
Lp33	: Longitud límite para el diseño plástico (Eq. F1-4)
Lr22	: Longitud límite para el pandeo lateral-torsional, correspondientes a Mr(Sec. F2a)
Lr33	: Longitud límite para el pandeo lateral-torsional, correspondientes a Mr(Sec. F2a)
max2	: Distancia del centroide a la fibra superior más alejada en el eje 2 positivo
max3	: Distancia del centroide a la fibra derecha más alejada en el eje 3 positivo
Mcr22	: Momento crítico elástico para flexión alrededor de 3 (Sec. F2b Eq. F1-12)
Mcr33	: Momento crítico elástico para flexión alrededor de 3 (Sec. F2b Eq. F1-12)
min2	: Distancia del centroide a la fibra superior más alejada en el eje 2 negativo
min3	: Distancia del centroide a la fibra izquierda más alejada en el eje 3 negativo
Mn22	: Momento nominal alrededor del eje 2
Mn22	: Momento nominal alrededor del eje 3
Mn33	: Momento flector nominal menor entre MnLaT y MnLoc (F1)
MnLENT22	: Momento flector nominal limitado por el pandeo lateral-torsional (Sec. F2)
MnLENT33	: Momento flector nominal limitado por el pandeo lateral-torsional (Sec. F2)
MnLoc22	: Momento flector nominal limitado al pandeo local (Appendix B5 y Appendix F1)
MnLoc33	: Momento flector nominal limitado al pandeo local (Appendix B5 y Appendix F1)
Mp22	: Momento plástico $M_p = Z \cdot F_y \leq 1.5M_y$ (Sec. F1)
Mp33	: Momento plástico $M_p = Z \cdot F_y \leq 1.5M_y$ (Sec. F1)
Mr22	: Momento límite para el pandeo lateral-torsional (Eq. F1-7)
Mr33	: Momento límite para el pandeo lateral-torsional (Eq. F1-7)

$Mu/(\phi B \cdot Mn)$ : Relación de esfuerzos para momento flector  
 $Mu22$  : Momento flector mayorado alrededor del eje 3 (A4.1)  
 $Mu33$  : Momento flector mayorado alrededor del eje 3 (A4.1)  
 $\phi Axial$  : Factor de resistencia para el esfuerzo axial  
 $\phi B$  : Factor de resistencia para la flexión en vigas  
 $\phi C$  : Factor de resistencia para compresión  
 $\phi T$  : Factor de resistencia para tracción  
 $\phi V$  : Factor de resistencia para el corte en vigas  
 $Pn$  : Esfuerzo axial nominal de la barra (E2-1)  
 $Pu$  : Esfuerzo axial. (+) es tracción, (-) es compresión  
 $Pu/(\phi Axial \cdot Pn)$ : Relación de esfuerzos para fuerza axial  
 $Qa22$  : Factor  $Qa$  cuando existe solamente flexión alrededor de 22 (Appendix B5.2)  
 $Qa33$  : Factor  $Qa$  cuando existe solamente flexión alrededor de 33 (Appendix B5.2)  
 $QaAxial$  : Factor  $Qa$  de reducción de área efectiva de la sección (Appendix B5.3b)  
 $Qmod2p$  : Módulo de corte Tensión de corte = Fuerza de corte \*  $Qmod$   
 $Qmod3p$  : Módulo de corte Tensión de corte = Fuerza de corte \*  $Qmod$   
 $Qs22$  : Factor  $Qs$  cuando existe solamente flexión alrededor de 22 (Appendix B5.2)  
 $Qs33$  : Factor  $Qs$  cuando existe solamente flexión alrededor de 33 (Appendix B5.2)  
 $QsAxial$  : Factor  $Qs$  de reducción de tensión en elementos no rigidizados (Appendix B5.3a)  
 $r0$  : Radio de giro polar alrededor del centro de corte  
**RELACIÓNf** : Relación final de esfuerzos para tensiones axiales y de flexión.  
**RELACIÓNv** : Relación final de esfuerzos para tensiones de corte y torsión  
**rolled** : Si = unión continua alma-ala. No = unión intermitente (soldada)  
 $Se22$  : Módulo elástico de la sección efectiva alrededor del eje 22  
 $Se33$  : Módulo elástico de la sección efectiva alrededor del eje 33  
 $Sf22$  : Módulo elástico de la sección total alrededor del eje 22  
 $Sf33$  : Módulo elástico de la sección total alrededor del eje 33  
 $Tn$  : Torsión nominal máxima  
**tor** : Esfuerzo de torsión actual sobre la barra  
**Tormod** : Módulo de torsión: Tensión de torsión = Momento \* **Tormod**  
 $Tu/(0.90 \cdot Tn)$ : Relación de esfuerzos para torsión  
 $Tu$  : Torsión real (mayorada)  
 $Vn2$  : Fuerza de corte nominal máxima permitida en la sección  
 $Vn3$  : Fuerza de corte nominal máxima permitida en la sección  
 $Vu/(\phi V \cdot Vn)$ : Relación de esfuerzos para fuerzas de corte  
 $Vu2$  : Fuerza de corte real (mayorada)  
 $Vu3$  : Fuerza de corte real (mayorada)  
**xccp** : Distancia en el eje x (eje principal 3) del centroide al centro de corte  
**yccp** : Distancia en el eje y (eje principal 2) del centroide al centro de corte  
 $Z22p$  : Módulo plástico alrededor del eje 2.  $Mp22 = Z22p \cdot Fy$   
 $Z33p$  : Módulo plástico alrededor del eje 3.  $Mp33 = Z33p \cdot Fy$

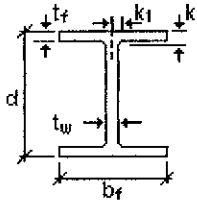
---

**DISEÑO DE ELEMENTO 208**  
**TRABAJANDO COMO ACOPLAMIENTO ("LINK")**  
**PERFIL W16x26**

**DISEÑO AISC DE ELEMENTOS**  
**Código de Diseño : L R F D**

**MIEMBRO 298**  
 Perfil : W 16x26

**DESCRIPCIÓN: VIGA7**  
 Material : Acero A36



d = 15.69 [plg] (Peralte)  
 bf = 5.50 [plg] (Ancho)  
 tw = 0.25 [plg] (Espesor de alma)  
 tf = 0.35 [plg] (Espesor de patin)  
 k = 1.06 [plg] (Distancia k)  
 k1 = 0.75 [plg] (Distancia k1)

**CONDICION CRÍTICA : C7=1.2dI+1.2CM+1.3WI**  
 ESTATUS de Diseño: BIEN

**VALORES CONSTANTES**

Dato		Resultados	
Analysis	= 2	r0	= 0.530
area	= 0.053	E	= 4.176E9
I33p	= 0.014	Deg	= 1.6061538E9
I22p	= 0.000	Fyksi	= 36.000
J33p	= 0.000	Fy	= 5184000.000
J22p	= 0.000	Lb	= 0.100
J	= 0.000	K33p	= 1.000
Cw	= 0.000	K22p	= 1.000
max2	= 0.654	L33	= 2.297
min2	= -0.654	L22	= 2.297
max3	= 0.229	Cb33	= 2.211
min3	= -0.229	Cb22	= 1.000
xccp	= 0.000	Qmod2p	= 36.711
yccp	= 0.000	Qmod3p	= 75.731
Z33p	= 0.025	torMod	= 2586.506
Z22p	= 0.003	rolled	= Yes
KlrAll	= 10000.000	KlrMax	= 0.000
Klr33	= 4.405	phiT	= 0.900
Klr22	= 24.588	phiC	= 0.850
lamE	= 0.000	lamAxial	= 0.000
lamEFe	= 0.000	lamPaxial	= 0.000
lamEmax	= 0.000	lamRaxial	= 0.000
Sf33	= 0.022	phiB	= 0.900
Sf22	= 0.002	phiV	= 0.900
Pu	= 0.000	Fcr	= 5184000.000
Pn	= 274725.000	phiAxial	= 0.900
Ae	= 0.053	QaAxial	= 1.000
Fe	= 0.000	QsAxial	= 1.000

**RESULTADOS EN CADA ESTACIÓN**

Estación	0%	25%	50%	75%	100%
Mu33	40717.164	15735.705	-9270.085	-34300.205	-59354.654
Mcr33	1.21704E9	1.21704E9	1.21704E9	1.21704E9	1.21704E9
Mp33	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850
Mr33	82500.531	82500.531	82500.531	82500.531	82500.531
Lp33	5.003	5.003	5.003	5.003	5.003
Lr33	13.214	13.214	13.214	13.214	13.214
MnLENT33	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850
MnLoc33	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850
Mn33	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850	131501.850
Qs33	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Qa33	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Iam33	7.971	7.971	7.971	7.971	7.971
IamP33	10.833	10.833	10.833	10.833	10.833
IamR33	27.652	27.652	27.652	27.652	27.652
Se33	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022
Vn2	84726.000	84726.000	84726.000	84726.000	84726.000
Mu22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mcr22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mp22	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375
Mr22	7553.034	7553.034	7553.034	7553.034	7553.034
Lp22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Lr22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MnLENT22	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375
MnLoc22	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375
Mn22	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375	15654.375
Qs22	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Qa22	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Iam22)	7.971	7.971	7.971	7.971	7.971
IamP22)	10.833	10.833	10.833	10.833	10.833
IamR22	27.652	27.652	27.652	27.652	27.652
Se22	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Vn3	41071.602	41071.602	41071.602	41071.602	41071.602
fun	1807176.500	698408.060	411440.240	1522368.400	2634376.400
fuv	1596557.400	1598113.100	1599668.700	1601224.400	1602780.100
Pu	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pn	274725.000	274725.000	274725.000	274725.000	274725.000
Pu/(phiAxial*Pn)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mu33/(phiB*Mn33)	0.344	0.133	-0.078	-0.290	-0.502
Mu22/(phiB*Mn22)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
eqH1_1	0.344	0.133	0.078	0.290	0.502
REL.F	0.344	0.133	0.078	0.290	0.502
Max Bend. rENio = 0.502					
Vu2	43489.376	43531.752	43574.128	43616.503	43658.879
Vu2/(phiV*Vn2)	0.570	0.571	0.571	0.572	0.573
Vu3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vu3/(phiV*Vn3)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tu	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003
Tn	1202.549	1202.549	1202.549	1202.549	1202.549
Tu/(0.9*Tn)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Shear rENio	0.570	0.571	0.571	0.572	0.573
Max shear rENio = 0.573					

**MARCOS RIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF)  
ESPECIFICACIONES SÍSMICAS PARA EDIFICACIONES EN ACERO ESTRUCTURAL  
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, AISC**

**REVISIÓN DE CONDICIONES PARA ACOPLAMINTOS ("LINKS") EN VIGAS SEGÚN NUMERAL 15.2:**

**PERFIL W A ANALIZAR:** W16x26  
**MIEMBRO No.:** 298  
**Nudo Inicial:** 151 **Nudo Final:** 152

**DATOS DEL ACOPLAMIENTO:**

$F_y = 36$  Ksi  
 $d = 15.69$  in.  
 $b_f = 5.5$  in.  
 $t_w = 0.25$  in.  
 $t_f = 0.35$  in.  
 $A_g = 7.68$  in<sup>2</sup>.  
 $e = 27.5$  in.  
 $k = 1.06$  in.

**RESULTADOS DE ANÁLISIS:**

$P_n = 0$  Kips.  
 $\Phi_c = 0.85$   
 $P_u = 0$  Kips.  
 $\Phi_b = 0.90$   
 $P_y = 276.480$  Kips.  
 $M_p = 131.5$  K-ft  
 $V_u = 43.489$  Kips.  
 $h_c = 13.93$  in.

NOTA: En los resultados de análisis se observa que el valor correspondiente para la carga  $P_u$  es igual a cero. Lo anterior se debe a que las vigas no presentan desplazamientos relativos axiales debido a que forman parte del diafragma rígido adoptado para el modelo de análisis.

**15.2a** Los acoplamientos deben cumplir con las relaciones ancho/espesor de la Tabla I-9-1, las cuales también se encuentran en las especificaciones del código LRFD, Tabla C-B5.1

Patín:

$$b/t \leq 52/(F_y)^{1/2}$$

$$7.85714 \leq 8.66667 \quad \Rightarrow \quad \text{BIEN}$$

Alma:

$$P_u/\Phi_b P_y = 0$$

$$\Rightarrow P_u/\Phi_b P_y \leq 0.125$$

$\Rightarrow$  Usar primera fórmula para  $h_c/t_w$

$$h_c/t_w \leq \frac{520}{(F_y)^{1/2}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\Phi_b P_y} \right]$$

$$55.72 \leq 86.6667 \quad \Rightarrow \quad \text{BIEN}$$

**15.2b** El esfuerzo de fluencia mínimo del acero especificado para los acoplamientos no deberá exceder de 50 Ksi.

Como:  $F_y = 36$  Ksi

$\Rightarrow$  BIEN

**15.2c** El alma del acoplamiento debe tener un solo espesor sin refuerzo de doble platina y sin penetraciones en el alma

$\Rightarrow$  BIEN

**15.2d** El esfuerzo de corte requerido para el acoplamiento ( $V_u$ ) no deberá exceder el esfuerzo de diseño del acoplamiento ( $\Phi V_n$ ), donde:

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0.60 \cdot F_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w \\
 V_p &= 80.946 \text{ Kips} \\
 2M_p/e &= 114.764 \text{ Kips} \\
 V_n &= \text{El valor menor entre } V_p \text{ y } 2M_p/e \\
 V_n &= 80.946 \text{ Kips} \\
 \Phi V_n &= \mathbf{72.851 \text{ Kips}} \\
 \text{Como: } \Phi V_n &= 72.851 \text{ Kips} \\
 V_u &= 43.489 \text{ Kips} \\
 \Rightarrow V_u &< \Phi V_n \\
 &\mathbf{BIEN}
 \end{aligned}$$

**15.2e** Si la carga axial requerida  $P_u$  en el acoplamiento es igual o menor que  $0.15P_y$ , el efecto de fuerza axial en el diseño de corte del acoplamiento no necesita ser considerado.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 0 \text{ Kips.} \\
 0.15P_y &= 41.472 \text{ Kips.} \\
 0 \leq 41.472 &\Rightarrow \underline{\text{No se debe considerar el efecto de fuerza axial}}
 \end{aligned}$$

**15.2f** No en consideración, debido a conclusión de punto 15.2e

**15.2g** El ángulo de rotación del acoplamiento no deberá exceder los siguientes valores:

- 0.08 radianes para acoplamientos de longitud  $1.6M_p/V_p$  o menos
- 0.02 radianes para acoplamientos de longitud  $2.6M_p/V_p$  o mayor
- El valor determinado por interpolación lineal entre los valores obtenidos en los puntos a. y b. para acoplamientos de longitud entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$

Longitud de acoplamiento, e:

$$\begin{aligned}
 e &= 27.5 \text{ in.} \\
 1.6M_p/V_p &= 91.8109 \text{ in.} \\
 2.6M_p/V_p &= 149.193 \text{ in.} \\
 \Rightarrow &\underline{\text{Aplica restricción descrita en punto a.}}
 \end{aligned}$$

Rotaciones obtenidas en el análisis:

Nudo Inicial:	151	Nudo Final:	152
$R_x =$	0.00077 rad.	$R_x =$	0.00041 rad.
$R_y =$	0.00000 rad.	$R_y =$	0.00000 rad.
$R_z =$	0.00000 rad.	$R_z =$	0.00000 rad.
0.00077 <	0.08 rad.	0.00041 <	0.08 rad.
$\Rightarrow$	<u>BIEN</u>	$\Rightarrow$	<u>BIEN</u>

#### FIN DE REVISIÓN DE ESPECIFICACIONES 15.2

$\Rightarrow$  El perfil W16x26 correspondiente al miembro No. 298 satisface las especificaciones de acoplamiento requeridas dentro de las condiciones de la presente edificación.

**REVISIÓN DE RIGIDIZANTES ("STIFFENERS") PARA ACOPLAMIENTOS EN VIGAS  
SEGÚN NUMERAL 15.3:**

**15.3a** Rigidizantes en el alma serán proveídos en ambos lados del acoplamiento en los extremos del acoplamiento en las riostras diagonales. Estos rigidizantes deberán tener un ancho combinado no menor que  $(b_f - 2t_w)$  y un espesor no menor que  $0.75t_w$  ó  $3/8"$ , el que sea mayor, en donde  $b_f$  y  $t_w$  corresponden a las dimensiones del acoplamiento.

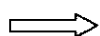
Ancho mínimo de rigidizante:

$$b_f - 2t_w = 5.00 \text{ in.}$$

Espesor mínimo de rigidizante:

$$0.75t_w = 0.1875 \text{ in.}$$

$$3/8" = 0.375 \text{ in.}$$



Dimensiones mínimas de rigidizante por lado:

El espesor mínimo es  $0.375 \text{ in.}$

El ancho mínimo es  $2.500 \text{ in.}$

**15.3b** Los elementos del acoplamiento serán reforzados con rigidizantes transversales intermedios de la manera siguiente:

1. Acoplamientos con longitudes igual o menores que  $1.6M_p/V_p$  serán reforzados con rigidizantes espaciados a intervalos que no excedan  $(30t_w - d/5)$  para acoplamientos con ángulos de rotación de 0.08 radianes o  $(52t_w - d/5)$  para acoplamiento con ángulos de rotación de 0.02 radianes o menos. Interpolación lineal será usada para valores entre 0.08 y 0.02 radianes.

$$e = 27.5 \text{ in.}$$

$$1.6M_p/V_p = 31.19 \text{ in.}$$

$$e < 1.6M_p/V_p$$

$$0.00077 < 0.08 \text{ rad.}$$



Espaciamiento máximo entre rigidizantes

$$< (52t_w - d/5)$$

$$< 9.862 \text{ in.}$$

**15.3c** Las soldaduras de filete que conectan el rigidizante al alma del acoplamiento deberá tener una resistencia de diseño adecuada para soportar una fuerza de  $F_y A_{st}$ , donde  $A_{st}$  es el área del rigidizante. La resistencia de las soldaduras de filete que unen el rigidizante con los patines del acoplamiento, deberá soportar una fuerza de  $A_{st}F_y/4$ .

Dimensiones finales de rigidizante:

$$b_s = (b_f/2) - t_w = 2.50 \text{ in.}$$

$$d_s = d - 2t_f = 14.99 \text{ in.}$$

$$t_s = \text{Ancho mínimo} = 0.375 \text{ in.}$$

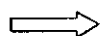
Requerimiento de ancho dado en 15.3b.5

Requerimiento de ancho dado en 15.3b.5

Requerimiento de ancho dado en 15.3a

$$A_{st} = 5.621 \text{ in}^2.$$

$$F_y = 36 \text{ Ksi.}$$



$$F_s = A_{st} F_y$$

$$F_s = 202.365 \text{ Kips.}$$

Diseño de soldadura rigidizante con alma:

$$t_{\text{soldadura}} = t_s - 1/16'' \quad \text{Especificaciones LRFD J2.2b}$$
$$= 0.3125''$$

$$t_{\text{efectivo}} = \text{Sen}45^\circ \times 0.3125''$$
$$= 0.22''$$

Con compresión paralela a eje de soldadura:

$$\Phi = 0.90 \quad \text{Especificaciones LRFD, Tabla J2.5}$$

para soldaduras de filete

Capacidad de soldadura por plg. lineal:

$$P = \Phi F_w = \Phi F_y$$
$$= 7.158 \text{ Kips/in}$$

Capacidad total de soldadura por lado, multiplicando por la altura total de rigidizante:

$$P = 7.158 \times 14.99 \text{ in.}$$
$$P = 107.30 \text{ Kips.}$$

Aplicando soldadura en ambos lados:

$$P = 214.61 \text{ Kips.}$$



La fuerza que deberá soportar la soldadura según requerimientos dados en punto 15.3c:

$$F_s = 202.37 \text{ Kips.}$$

Capacidad total de la soldadura:

$$P = 214.61 \text{ Kips.}$$
$$\Rightarrow 202.37 < 214.61 \text{ Kips.}$$

BIEN

Diseño de soldadura rigidizante con patines:

$$A_{st} = 0.938 \text{ in}^2. \quad \Rightarrow \quad F_s = (A_{st} F_y)/4$$
$$F_y = 36 \text{ Ksi.} \quad F_s = 8.438 \text{ Kips.}$$

Usando el mismo tamaño de soldadura:

$$t_{\text{efectivo}} = \text{Sen}45^\circ \times 0.3125''$$
$$= 0.22''$$

Cortante en área efectiva

$$\Phi = 0.75 \quad \text{Especificaciones LRFD, Tabla J2.5}$$

para soldaduras de filete

Capacidad de soldadura por plg. lineal, usando electrodo E70:

$$P = \Phi F_w = \Phi(0.60 F_{EXX})$$
$$P = 6.960 \text{ Kips/in}$$

Hallando longitud mínima de soldadura por lado, necesaria para resistir la fuerza  $F_s$  :

$$L_{\min} = \frac{8.438 \text{ Kips.}}{6.960 \text{ Kips/in}}$$

$$L_{\min} = 1.21 \text{ in.}$$

⇒ La fuerza que deberá soportar la soldadura según requerimientos dados en punto 15.3c:

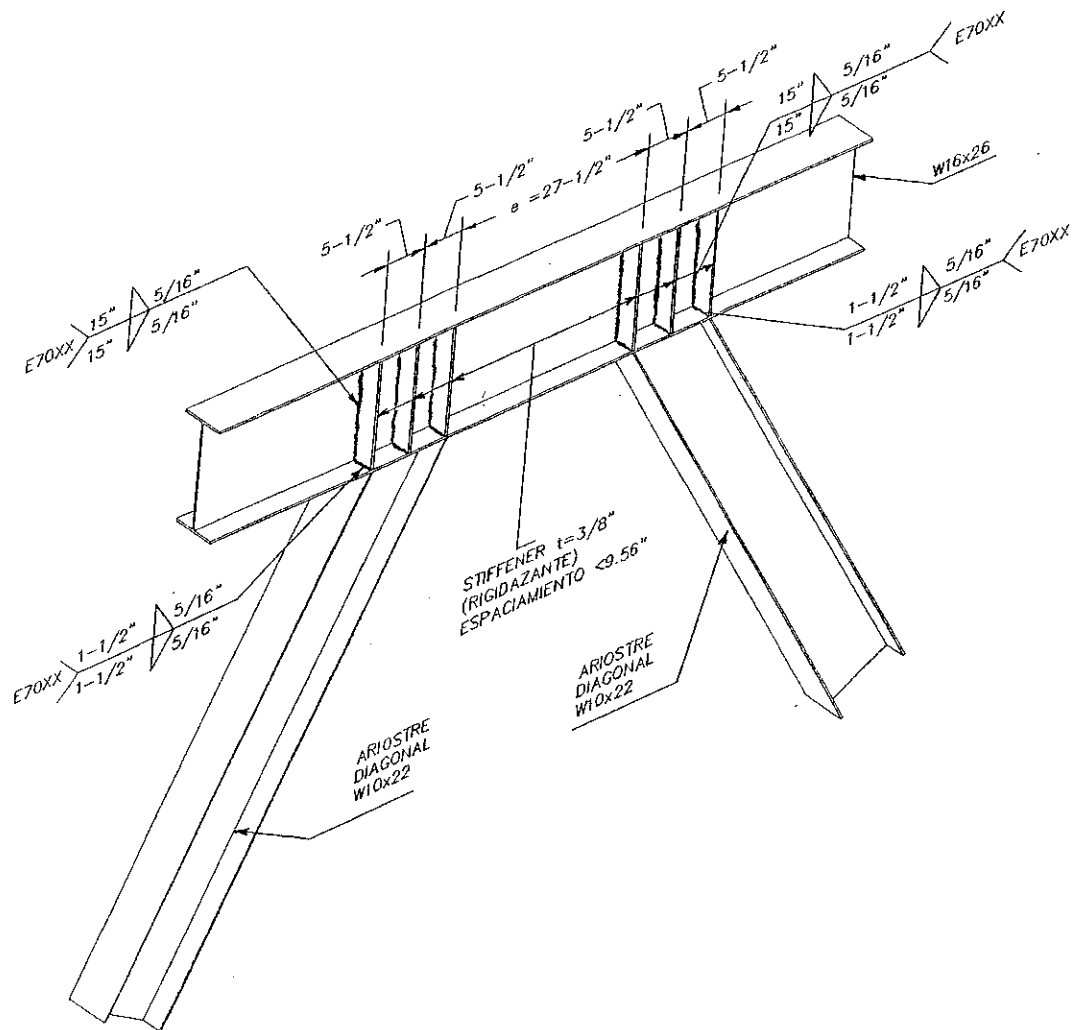
$$F_s = 8.438 \text{ Kips.}$$

Capacidad total de la soldadura, aplicando 1½" de soldadura en cada lado del rigidizante:

$$P = 20.88 \text{ Kips.}$$

$$\Rightarrow 8.438 < 20.88 \text{ Kips.}$$

BIEN



*Figura 26:Detalle de conexión entre acoplamiento (link) y riostras diagonales, con sus respectivos rigidizantes (stiffeners) e indicaciones de soldadura según requerimientos de las especificaciones AISC para marcos EBF*

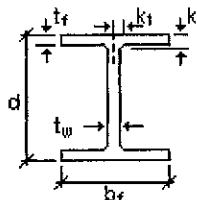
Se observa en la figura la colocación de los rigidizantes en los extremos del tramo de viga denominado acoplamiento ("link") de longitud "e" igual a  $27\frac{1}{2}$ ", tal como se definió en la geometría de la estructura. La separación máxima de los rigidizantes, como resultado de los cálculos presentados en la página 152, es de  $9.862$ ", por lo que es necesario entonces colocar tres rigidizantes a una separación de  $5\frac{1}{2}$ ", como se muestra en la figura. Importante la notación de soldadura de filete, la cual indica que debe aplicarse continuamente en ambos lados del rigidizante, con electrodo de resistencia 70Ksi.

## DISEÑO DE ELEMENTO 304 TRABAJANDO COMO ACOPLAMIENTO PERFIL W14x22

**DISEÑO AISC DE ELEMENTOS**  
Código de Diseño : L R F D

**MIEMBRO 304**  
Perfil : W 14x22

**DESCRIPCIÓN: VIGA9**  
Material : Acero A36



d = 13.74 [plg] (Peralte)  
bf = 5.00 [plg] (Ancho)  
tw = 0.23 [plg] (Espesor de Alma)  
tf = 0.34 [plg] (Espesor de patín)  
k = 0.88 [plg] (Distancia k)  
k1 = 0.56 [plg] (Distancia k1)

**CONDICIÓN CRÍTICA:  $C13=1.2di+1.2CM+1.0E$**   
ESTATUS de Diseño: BIEN

**VALORES CONSTANTES:**

Dato		Resultados	
Analysis	= 2	r0	= 0.469
area	= 0.045	E	= 4.176E9
I33p	= 0.009	Deg	= 1.6061538E9
I22p	= 0.000	Fyksi	= 36.000
J33p	= 0.000	Fy	= 5184000.000
J22p	= 0.000	Lb	= 0.100
J	= 0.000	K33p	= 1.000
Cw	= 0.000	K22p	= 1.000
max2	= 0.573	L33	= 2.297
min2	= -0.573	L22	= 2.297
max3	= 0.208	Cb33	= 2.226
min3	= -0.208	Cb22	= 1.000
xccp	= 0.000	Qmod2p	= 45.567
yccp	= 0.000	Qmod3p	= 85.803
Z33p	= 0.019	torMod	= 3221.653
Z22p	= 0.002	rolled	= Yes
KlrAll	= 10000.000	KlrMax	= 0.000
Klr33	= 4.984	phiT	= 0.900
Klr22	= 26.433	phiC	= 0.850
lamE	= 0.000	lamAxial	= 0.000
lamEFe	= 0.000	lamPaxial	= 0.000
lamEmax	= 0.000	lamRaxial	= 0.000
Sf33	= 0.017	phiB	= 0.900
Sf22	= 0.002	phiV	= 0.900
Pu	= 0.000	Fcr	= 5184000.000
Pn	= 231593.400	phiAxial	= 0.900
Ae	= 0.045	QaAxial	= 1.000
Fe	= 0.000	QsAxial	= 1.000

**RESULTADOS EN CADA ESTACIÓN**

Estación	0%	25%	50%	75%	100%
Mu33	26394.986	11138.242	-4141.229	-19443.428	-34768.354
Mcr33	7.7557509E8	7.7557509E8	7.7557509E8	7.7557509E8	7.7557509E8
Mp33	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344
Mr33	62033.436	62033.436	62033.436	62033.436	62033.436
Lp33	4.618	4.618	4.618	4.618	4.618
Lr33	12.355	12.355	12.355	12.355	12.355
MnLENT33	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344
MnLoc33	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344
Mn33	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344	98357.344
Qs33	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Qa33	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Iam33	7.463	7.463	7.463	7.463	7.463
IamP33	10.833	10.833	10.833	10.833	10.833
IamR33	27.652	27.652	27.652	27.652	27.652
Se33	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017
Vn2	68260.320	68260.320	68260.320	68260.320	68260.320
Mu22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mcr22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mp22	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500
Mr22	6060.390	6060.390	6060.390	6060.390	6060.390
Lp22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Lr22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MnLENT22	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500
MnLoc22	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500
Mn22	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500	12562.500
Qs22	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Qa22	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Iam22)	7.463	7.463	7.463	7.463	7.463
IamP22)	10.833	10.833	10.833	10.833	10.833
IamR22	27.652	27.652	27.652	27.652	27.652
Se22	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Vn3	36250.459	36250.459	36250.459	36250.459	36250.459
fun	1554216.600	655853.360	243848.080	1144887.800	2047265.700
fuv	1211307.000	1213110.800	1214914.500	1216718.200	1218522.000
Pu	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pn	231593.400	231593.400	231593.400	231593.400	231593.400
Pu/(phiAxial*Pn)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mu33/(phiB*Mn33)	0.298	0.126	-0.047	-0.220	-0.393
Mu22/(phiB*Mn22)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
eqH1_1	0.298	0.126	0.047	0.220	0.393
REL.F	0.298	0.126	0.047	0.220	0.393
Max Bend. rENio = 0.393					
Vu2	26553.096	26592.681	26632.265	26671.849	26711.434
Vu2/(phiV*Vn2)	0.432	0.433	0.434	0.434	0.435
Vu3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vu3/(phiV*Vn3)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tu	-0.425	-0.425	-0.425	-0.425	-0.425
Tn	965.467	965.467	965.467	965.467	965.467
Tu/(0.9*Tn)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Shear rENio	0.433	0.433	0.434	0.435	0.435
Max shear rENio = 0.435					

**MARCOS RIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (EBF)  
ESPECIFICACIONES SÍSMICAS PARA EDIFICACIONES EN ACERO ESTRUCTURAL  
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, AISC**

**REVISIÓN DE CONDICIONES PARA "LINKS" (ENLACES) EN VIGAS SEGÚN NUMERAL 15.2:**

**PERFIL W A ANALIZAR:** W14x22  
**MIEMBRO No.:** 304  
**Nudo Inicial:** 157 **Nudo Final:** 158

**DATOS DEL  
ACOPLAMIENTO:**

$F_y = 36$  Ksi  
 $d = 13.74$  in.  
 $b_f = 5$  in.  
 $t_w = 0.23$  in.  
 $t_f = 0.34$  in.  
 $A_g = 6.49$  in<sup>2</sup>.  
 $e = 27.5$  in.  
 $k = 0.88$  in.

**RESULTADOS DE ANÁLISIS:**

$P_n = 0$  Kips.  
 $\Phi_c = 0.85$   
 $P_u = 0$  Kips.  
 $\Phi_b = 0.90$   
 $P_y = 233.640$  Kips.  
 $M_p = 98.357$  K-ft  
 $V_u = 26.553$  Kips.  
 $h_c = 12.18$  in.

NOTA: En los resultados de análisis se observa que el valor correspondiente para la carga  $P_u$  es igual a cero. Lo anterior se debe a que las vigas no presentan desplazamientos relativos axiales debido a que forman parte del diafragma rígido adoptado para el modelo de análisis.

**15.2a** Los acoplamientos deben cumplir con las relaciones ancho/espesor de la Tabla I-9-1, las cuales también se encuentran en las especificaciones del código LRFD, Tabla C-B5.1

Patín:

$$b/t \leq 52/(F_y)^{1/2}$$

$$7.35294 \leq 8.66667 \quad \Rightarrow \text{BIEN}$$

Alma:

$$P_u/\Phi_b P_y = 0$$

$$\Rightarrow P_u/\Phi_b P_y \leq 0.125$$

$\Rightarrow$  Usar primera fórmula para  $h_c/t_w$

$$h_c/t_w \leq \frac{520}{(F_y)^{1/2}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\Phi_b P_y} \right]$$

$$52.9565 \leq 86.66667 \quad \Rightarrow \text{BIEN}$$

**15.2b** El esfuerzo de fluencia mínimo del acero especificado para los acoplamientos no deberá exceder de 50 Ksi.

Como:  $F_y = 36$  Ksi  
 $\Rightarrow$  BIEN

**15.2c** El alma del acoplamiento debe tener un solo espesor sin refuerzo de doble platina y sin penetraciones en el alma

$\Rightarrow$  BIEN

**15.2d** El esfuerzo de corte requerido para el acoplamiento ( $V_u$ ) no deberá exceder el esfuerzo de diseño del acoplamiento ( $\Phi V_n$ ), donde:

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0.60 \cdot F_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w \\
 V_p &= 64.88208 \text{ Kips} \\
 2M_p/e &= 85.839 \text{ Kips} \\
 V_n &= \text{El valor menor entre } V_p \text{ y } 2M_p/e \\
 V_n &= 64.882 \text{ Kips} \\
 \Phi V_n &= \mathbf{58.394 \text{ Kips}} \\
 \text{Como: } \Phi V_n &= 58.394 \text{ Kips} \\
 V_u &= 26.553 \text{ Kips} \\
 \Rightarrow V_u &< \Phi V_n \\
 &\text{BIEN}
 \end{aligned}$$

**15.2e** Si la carga axial requerida  $P_u$  en el enlace es igual o menor que  $0.15P_y$ , el efecto de fuerza axial en el diseño de corte del acoplamiento no necesita ser considerado.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 0 \text{ Kips.} \\
 0.15P_y &= 35.046 \text{ Kips.} \\
 0 \leq 35.046 &\Rightarrow \text{No se debe considerar el efecto de fuerza axial}
 \end{aligned}$$

**15.2f** No en consideración, debido a conclusión de punto 15.2e

**15.2g** El ángulo de rotación del acoplamiento no deberá exceder los siguientes valores:

- 0.08 radianes para acoplamientos de longitud  $1.6M_p/V_p$  o menos
- 0.02 radianes para acoplamientos de longitud  $2.6M_p/V_p$  o mayor
- El valor determinado por interpolación lineal entre los valores obtenidos en los puntos a. y b. para acoplamientos de longitud entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$

Longitud de acoplamiento, e:

$$\begin{aligned}
 e &= 27.5 \text{ in.} \\
 1.6M_p/V_p &= 68.67107 \text{ in.} \\
 2.6M_p/V_p &= 111.5905 \text{ in.} \\
 \Rightarrow &\text{Aplica restricción descrita en punto a.}
 \end{aligned}$$

Rotaciones obtenidas en el análisis:

Nudo Inicial:	157	Nudo Final:	158
$R_x =$	0.00004 rad.	$R_x =$	0.00028 rad.
$R_y =$	0.00000 rad.	$R_y =$	0.00000 rad.
$R_z =$	0.00034 rad.	$R_z =$	0.00027 rad.
0.00004 <	0.08 rad.	0.00028 <	0.08 rad.
$\Rightarrow$	BIEN	$\Rightarrow$	BIEN

#### FIN DE REVISIÓN DE ESPECIFICACIONES 15.2

$\Rightarrow$  El perfil W14x22 correspondiente al miembro No. 304 satisface las especificaciones de acoplamiento requeridas dentro de las condiciones de la presente edificación.

**REVISIÓN DE RIGIDIZANTES ("STIFFENERS") PARA ACOPLAMIENTOS EN VIGAS  
SEGÚN NUMERAL 15.3:**

**15.3a** Rigidizantes en el alma serán proveídos en ambos lados del acoplamiento en los extremos del acoplamiento en las riostras diagonales. Estos rigidizantes deberán tener un ancho combinado no menor que  $(b_f - 2t_w)$  y un espesor no menor que  $0.75t_w$  ó  $3/8"$ , el que sea mayor, en donde  $b_f$  y  $t_w$  corresponden a las dimensiones del acoplamiento.

Ancho mínimo de rigidizante:

$$b_f - 2t_w = 4.54 \text{ in.}$$

Espesor mínimo de rigidizante:

$$0.75t_w = 0.1725 \text{ in.}$$

$$3/8" = 0.375 \text{ in.}$$



Dimensiones mínimas de rigidizante por lado:

El espesor mínimo es 0.375 in.

El ancho mínimo es 2.270 in.

**15.3b** Los elementos del acoplamiento serán reforzados con rigidizantes transversales intermedios de la manera siguiente:

1. Acoplamientos con longitudes igual o menores que  $1.6M_p/V_p$  serán reforzados con rigidizantes espaciados a intervalos que no excedan  $(30t_w - d/5)$  para acoplamientos con ángulos de rotación de 0.08 radianes o  $(52t_w - d/5)$  para acoplamiento con ángulos de rotación de 0.02 radianes o menos. Interpolación lineal será usada para valores entre 0.08 y 0.02 radianes.

$$e = 27.5 \text{ in.}$$

$$1.6M_p/V_p = 29.11 \text{ in.}$$

$$e < 1.6M_p/V_p$$

$$0.00004 < 0.08 \text{ rad.}$$



Espaciamiento máximo entre rigidizantes

$$< (52t_w - d/5)$$

$$< 9.212 \text{ in.}$$

**15.3c** Las soldaduras de filete que conectan el rigidizante al alma del acoplamiento deberá tener una resistencia de diseño adecuada para soportar una fuerza de  $F_y A_{st}$ , donde  $A_{st}$  es el área del rigidizante. La resistencia de las soldaduras de filete que unen el rigidizante con los patines del acoplamiento, deberá soportar una fuerza de  $A_{st} F_y / 4$ .

Dimensiones finales de rigidizante:

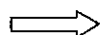
$$b_s = (b_f/2) - t_w = 2.27 \text{ in.} \quad \text{Requerimiento de ancho dado en 15.3b.5}$$

$$d_s = d - 2t_f = 13.06 \text{ in.} \quad \text{Requerimiento de ancho dado en 15.3b.5}$$

$$t_s = \text{Ancho mínimo} = 0.375 \text{ in.} \quad \text{Requerimiento de ancho dado en 15.3a}$$

$$A_{st} = 4.898 \text{ in}^2.$$

$$F_y = 36 \text{ Ksi.}$$



$$F_s = A_{st} F_y$$

$$F_s = 176.310 \text{ Kips.}$$

Diseño de soldadura rigidizante con alma:

$$t_{\text{soldadura}} = t_s - 1/16'' \quad \text{Especificaciones LRFD J2.2b}$$
$$= 0.3125''$$

$$t_{\text{effective}} = \text{Sen}45^\circ \times 0.3125''$$
$$= 0.22''$$

Con compresión paralela a eje de soldadura:

$$\Phi = 0.90 \quad \text{Especificaciones LRFD, Tabla J2.5}$$

para soldaduras de filete

Capacidad de soldadura por plg. lineal:

$$P = \Phi F_w = \Phi F_y$$
$$= 7.158 \text{ Kips/in}$$

Capacidad total de soldadura por lado, multiplicando por la altura total de rigidizante:

$$P = 7.158 \times 13.06 \text{ in.}$$
$$P = 93.49 \text{ Kips.}$$

Aplicando soldadura en ambos lados:

$$P = 186.98 \text{ Kips.}$$



La fuerza que deberá soportar la soldadura según requerimientos dados en punto 15.3c:

$$F_s = 176.31 \text{ Kips.}$$

Capacidad total de la soldadura:

$$P = 186.98 \text{ K}$$

$$\Rightarrow 176.31 < 186.98 \text{ K.}$$

BIEN

Diseño de soldadura rigidizante con patines:

$$A_{st} = 0.851 \text{ in}^2 \quad \Rightarrow \quad F_s = (A_{st} F_y)/4$$
$$F_y = 36 \text{ Ksi.} \quad F_s = 7.661 \text{ Kips.}$$

Usando el mismo tamaño de soldadura:

$$t_{\text{effective}} = \text{Sen}45^\circ \times 0.3125''$$
$$= 0.22''$$

Cortante en área efectiva

$$\Phi = 0.75 \quad \text{Especificaciones LRFD, Tabla J2.5}$$

para soldaduras de filete

Capacidad de soldadura por plg. lineal, usando electrodo E70:

$$P = \Phi F_w = \Phi(0.60 F_{EXX})$$
$$P = 6.960 \text{ Kips/in}$$

Hallando longitud mínima de soldadura por lado, necesaria para resistir la fuerza  $F_s$  :

$$L_{\min} = \frac{7.661 \text{ Kips.}}{6.960 \text{ Kips/in}}$$

$$L_{\min} = 1.10 \text{ in.}$$



La fuerza que deberá soportar la soldadura según requerimientos dados en punto 15.3c:

$$F_s = 7.661 \text{ Kips.}$$

Capacidad total de la soldadura, aplicando 1½" de soldadura en cada lado del rigidizante:

$$P = 20.88 \text{ Kips.}$$

$$\Rightarrow 7.661 < 20.88 \text{ Kips.}$$

BIEN

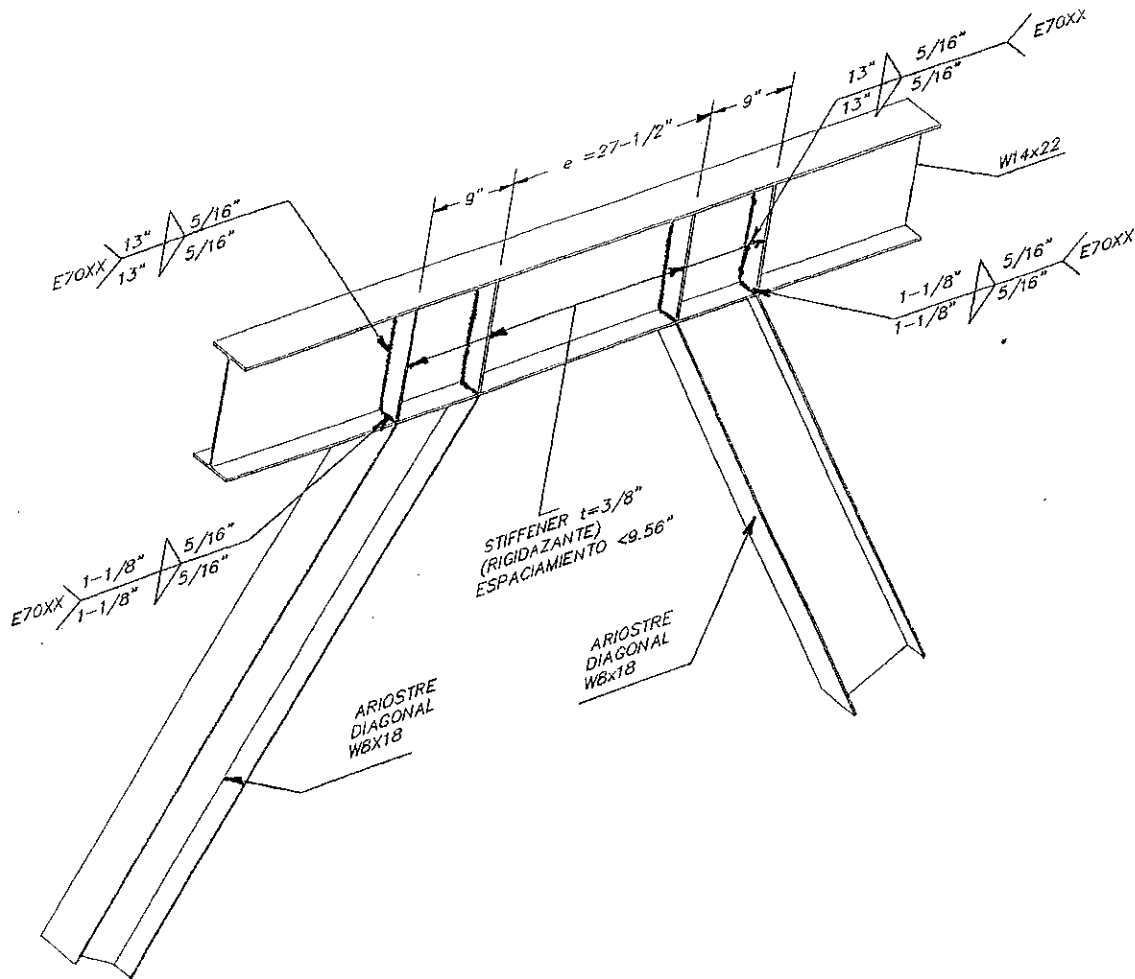


Figura 27: Detalle de conexión entre acoplamiento (link) de perfil W14x22 y riostras diagonales, con sus respectivos rigidizantes (stiffeners) e indicaciones de soldadura según requerimientos de las especificaciones AISC para marcos EBF.

Se observa en la figura la colocación de los rigidizantes en los extremos del tramo de viga denominado acoplamiento ("link") de longitud "e" igual a 27½", tal como se definió en la geometría de la estructura. La separación máxima de los rigidizantes, como resultado de los cálculos presentados en la página 160, es de 9.212", por lo que colocándolos alineados con los patines del arriostre diagonal W8x18 a una distancia de 9", se cumple este requerimiento. Las longitudes de soldadura varían con respecto al acoplamiento W16x26 debido a las dimensiones de sus almas y anchos de patín.

Manteniendo los criterios especificados en la parte de optimización de estructura, en lo que respecta a los peraltes definidos, se observa al haber concluido el diseño preliminar de los elementos que todos cumplen las especificaciones del método de diseño de factores de carga y resistencia. Debe indicarse que para el diseño de las columnas del edificio, fue necesario recalcular los factores de longitud efectiva, previo al análisis final, pues como se explicó en el Capítulo III, este factor está en función de las longitudes e inercias tanto de las columnas como de las vigas que se unen a la columna en cuestión. La correcta utilización de este factor es fundamental para el proceso de diseño, pues al no utilizar el valor correspondiente, se puede incidir en errores en el cumplimiento de las especificaciones de pandeo en columnas, los cuales repercutirían en la estabilidad global de la estructura. Por esta razón, se lista en la Tabla 14 los valores utilizados como factores de longitud efectiva para todos los elementos que trabajarán como columnas de la edificación. Si, por alguna razón, se deben cambiar perfiles en algunos elementos –sean columnas o vigas– se deben recalcular los factores  $K$  antes de analizar la estructura nuevamente.

Continuando con el proceso de diseño, se procede a calcular los desplazamientos máximos de cada nivel, listando las traslaciones medidas en pulgadas y las rotaciones de cada nivel, medida en radianes. Todo lo anterior, para las cuatro estados de carga correspondientes a carga de viento o sismo, en dirección X y Z. Al analizar los desplazamientos laterales por medio de las especificaciones recomendadas en AGIES, se observa que todas están dentro de los rangos permisibles. Lo anterior significa que la edificación, al ser sometida a las cargas laterales definidas, presentará en cada nivel un desplazamiento lateral relativo con respecto al nivel consecutivo, y aún la deformación total máxima en el último nivel, sin sobrepasar las permitidas para una edificación con iguales altura total y altura de entrepisos.

Debido a la importancia del cumplimiento de las especificaciones sísmicas de la AISC, se analiza detalladamente los elementos de los marcos arriostrados excéntricamente que actuarán como acoplamientos entre las riostras diagonales. Considerando los esfuerzos presentados en cada uno de estos elementos, se establece que cumplen los

requerimientos dados en las mencionadas normas, quedando incluso diseñados los rigidizantes ("stiffeners") que deberán ser colocados en los puntos en que se intersectan los arriostres diagonales y las vigas del nivel, como se muestra en las Figuras 25 y 26, para el correspondiente perfil utilizado como acoplamiento. Se detalla también el tipo y tamaño de las soldaduras que unirán estos elementos en las figuras mencionadas.

Se procede entonces a detallar el análisis sísmico aplicado a la estructura, en el cual se lista los pesos y las masas rotacionales de cada nivel, utilizados para el cálculo de los modos de vibración. Los modos calculados se presentan con sus correspondientes valores de período y frecuencia, en segundos y radianes por segundo, respectivamente. Se lista también el porcentaje de participación de masa para cada modo, los valores de las aceleraciones ingresadas al momento de definir el espectro de diseño, y los valores espectrales y formas modales para cada modo de vibración.

Finalmente, se presenta en una tabla las reacciones de cortante basal calculada para cada modo, tanto para el sismo en sentido X como para el sismo en sentido Z. Se hace la superposición modal de cortantes basales por medio del método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), el cual es el valor que aparece al final de la tabla presentada. Inmediatamente después, se desglosará la combinación de valores de cortante basal calculada por el mencionado método, así como por el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS) y el método de la Semisuma.

## Análisis Sísmico

### Análisis Modal Espectral

**MASAS:**

Nudo	Masa X [Lb]	Masa Y [Lb]	Masa Z [Lb]	Iner.XX [Lb*ft2]	Iner.YY [Lb*ft2]	Iner.ZZ [Lb*ft2]
175	274965.00	0.00	274965.00	0.00	1.249E8	0.00
176	274965.00	0.00	274965.00	0.00	1.249E8	0.00
177	270690.00	0.00	270690.00	0.00	1.229E8	0.00
178	270690.00	0.00	270690.00	0.00	1.229E8	0.00
179	264255.00	0.00	264255.00	0.00	1.2E8	0.00
180	228030.00	0.00	228030.00	0.00	1.035E8	0.00

**FRECUENCIAS POR MODO:**

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]
1	6.04	1.04023
2	6.99	0.89909
3	10.66	0.58922
4	17.70	0.35505
5	19.81	0.31721
6	30.37	0.20689
7	32.04	0.19610
8	35.16	0.17868
9	49.32	0.12739
10	47.63	0.13192
11	53.82	0.11675
12	56.92	0.11040
13	64.84	0.09690
14	66.62	0.09431
15	74.78	0.08402

**PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASAS**

MODO	Participación Modal					
	Part.X	Part.Y	Part.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
1	79.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
2	0.00	0.00	75.47	0.00	0.00	0.00
3	0.01	0.00	0.00	0.00	76.58	0.00
4	11.24	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
5	0.00	0.00	17.87	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	16.13	0.00
7	5.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	4.17	0.00	0.00	0.00
9	2.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	4.27	0.00
12	0.00	0.00	0.45	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00
14	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	1.78	0.00
TOTAL:	98.94	0.00	100.00	0.00	98.79	0.00

**MASA TOTAL**

<b>GDL</b>	<b>Masa Total</b> [Lb/ft*Sec2]
------------	-----------------------------------

TX	49253.03
TY	0.00
TZ	49253.03
RX	0.00
RY	2.236548E7
RZ	0.00

Estado	= EQx=sismo en direccion X
Factor de escala	= 0.136
Factor de amortiguamiento	= 5.00

**VALORES ESPECTRALES CALCULADOS**

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]	a/g [ft/Sec2]
1	6.04	1.04023	2.76
2	6.99	0.89909	3.04
3	10.66	0.58922	4.04
4	17.70	0.35505	4.39
5	19.81	0.31721	4.39
6	30.37	0.20689	4.39
7	32.04	0.19610	4.39
8	35.16	0.17868	4.39
9	49.32	0.12739	4.39
10	47.63	0.13192	4.39
11	53.82	0.11675	4.32
12	56.92	0.11040	4.18
13	64.84	0.09690	3.88
14	66.62	0.09431	3.83
15	74.78	0.08402	3.60

Estado	= EQz=sismo en direccion Z
Factor de escala	= 0.136
Factor de amortiguamiento	= 5.00

**VALORES ESPECTRALES CALCULADOS**

MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]	a/g [ft/Sec2]
1	6.04	1.04023	2.76
2	6.99	0.89909	3.04
3	10.66	0.58922	4.04
4	17.70	0.35505	4.39
5	19.81	0.31721	4.39
6	30.37	0.20689	4.39
7	32.04	0.19610	4.39
8	35.16	0.17868	4.39
9	49.32	0.12739	4.39
10	47.63	0.13192	4.39
11	53.82	0.11675	4.32
12	56.92	0.11040	4.18
13	64.84	0.09690	3.88
14	66.62	0.09431	3.83
15	74.78	0.08402	3.60

**REACCIONES BASALES**

Estado : EQx=sismo en direccion X

Modo	Corte [Kip]		Momento [Kip*ft]		
	En X	En Z	Mxx	Mzz	Myy
1	-107.46	0.02	0.79	5127.43	-2307.96
2	0.00	-0.02	-1.09	0.00	0.66
3	-0.03	0.01	0.30	1.01	-43.45
4	-24.29	0.08	0.42	-47.25	-519.28
5	0.00	-0.08	-0.42	0.00	2.27
6	-0.01	0.00	0.01	0.01	-10.48
7	-10.97	0.00	-0.01	95.69	-233.19
8	0.00	0.00	0.01	0.00	-0.03
9	-5.08	0.00	-0.03	15.07	-110.49
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13
11	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.03
12	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
13	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
14	-2.36	0.00	0.00	14.23	-53.90
15	0.00	0.00	0.00	0.01	1.83
Combinación Modal (CQC)	-111.16	0.09	-1.24	5128.52	-2389.16

Estado : EQz=sismo en direccion Z

Modo	Corte [Kip]		Momento [Kip*ft]		
	En X	En Z	Mxx	Mzz	Myy
1	0.02	0.00	0.00	-0.78	0.35
2	-0.02	-112.97	-5511.55	1.05	3318.74
3	0.01	0.00	-0.08	-0.27	11.47
4	0.06	0.00	0.00	0.12	1.36
5	-0.06	-38.63	-208.72	-0.19	1134.35
6	0.00	0.00	0.00	0.00	2.97
7	-0.01	0.00	0.00	0.06	-0.15
8	0.00	-9.01	-66.56	0.00	264.21
9	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
10	0.00	-3.40	2.68	0.01	100.25
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
12	0.00	-0.93	-3.25	0.00	27.64
13	0.00	-0.90	-1.28	0.00	26.37
14	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10
Combinación Modal (CQC)	0.07	-120.21	-5517.66	1.13	3532.49

El programa de análisis estructural, como se observa en este análisis, realiza la superposición de cortantes basales utilizando el método de CQC. Sin embargo, no muestra un cálculo detallado del mismo. Por esta razón, se procede a aplicar las ecuaciones propias del método con el objeto de presentar un procedimiento de cálculo detallado, el cual inicia desde la obtención de los distintos valores de factores de acoplamiento entre las frecuencias del modo, los productos cruzados entre las fuerzas cortantes de cada modo, hasta la aplicación de la ecuación de combinación de cortantes y factores de acoplamiento entre los modos.

Basado en los datos obtenidos para el método CQC, se presentará los resultados de cálculo por el método SRSS y el de Semisuma, para la posterior comparación de resultados según cada método. Los cálculos de cortantes basales según los métodos mencionados, se realizarán para la combinación del sismo en dirección X (Tabla 16 a 18) y en dirección Z (Tabla 19 a 21).

Concluyendo el análisis sísmico, se muestran los modos de vibración de la estructura, pudiendo observar las formas de deformación que ésta adquiere al ser sometida a las respuestas modales aplicadas individualmente.

**CÁLCULO DETALLADO DE SUPERPOSICIÓN MODAL POR MÉTODO DE COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA (CQC)  
SISMO EN DIRECCIÓN X:**

De los resultados obtenidos del análisis sísmico:  
El coeficiente de acoplamiento está dado por la siguiente ecuación (Ec. 78):

$$r_{ij} = \left[ 1 - \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right)^2 \right]^2 + 4\xi^2 \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right) \left( 1 + \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right)^2 \right)$$

Donde:  $r_{ij}$  = Coeficiente de acoplamiento entre modo "i" y modo "j"

$\xi$  = Amortiguamiento = 0.05

$\omega_i$  = Frecuencia de modo "i"

$\omega_j$  = Frecuencia de modo "j"

Tabla 16: Coeficientes de acoplamiento calculados entre los 15 diferentes modos de vibración para sismo en dirección X

FREC. (w) (rad/seg)	6.04	6.99	10.66	17.7	19.81	30.37	32.04	35.16	49.32	47.63	53.82	56.92	64.84	66.62	74.78
MODO	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11	Modo 12	Modo 13	Modo 14	Modo 15
6.04	1.00000	0.29547	0.02118	0.00397	0.00293	0.00102	0.00081	0.00073	0.00035	0.00037	0.00029	0.00025	0.00019	0.00018	0.00014
6.99	0.34195	1.00000	0.04152	0.00604	0.00436	0.00145	0.00127	0.00102	0.00048	0.00051	0.00039	0.00035	0.00026	0.00025	0.00019
10.66	0.03738	0.06332	1.00000	0.02757	0.01721	0.00429	0.00370	0.00289	0.00125	0.00135	0.00102	0.00089	0.00066	0.00062	0.00048
17.7	0.01163	0.01530	0.04578	1.00000	0.41580	0.02386	0.01910	0.01340	0.00457	0.00505	0.00359	0.00309	0.00220	0.00206	0.00155
19.81	0.00961	0.01235	0.03199	0.46537	1.00000	0.04042	0.03111	0.02069	0.00636	0.00708	0.00491	0.00419	0.00295	0.00274	0.00204
30.37	0.00515	0.00629	0.01223	0.04094	0.06196	1.00000	0.75644	0.29438	0.03052	0.03606	0.02083	0.01666	0.01040	0.00950	0.00658
32.04	0.00460	0.00584	0.01113	0.03458	0.05031	0.79803	1.00000	0.51154	0.03959	0.04752	0.02618	0.02061	0.01253	0.01139	0.00777
35.16	0.00426	0.00515	0.00952	0.02661	0.03673	0.34081	0.56136	1.00000	0.06626	0.08258	0.04074	0.03087	0.01774	0.01597	0.01054
49.32	0.00283	0.00336	0.00576	0.01274	0.01583	0.04956	0.06094	0.09294	1.00000	0.90714	0.54250	0.30367	0.10127	0.08416	0.04279
47.63	0.00295	0.00351	0.00605	0.01359	0.01701	0.05655	0.07064	0.11187	0.87606	1.00000	0.37639	0.21780	0.07998	0.06743	0.03587
53.82	0.00256	0.00303	0.00513	0.01091	0.01335	0.03691	0.04397	0.06235	0.59200	0.42531	1.00000	0.73590	0.20249	0.16047	0.07024
56.92	0.00240	0.00284	0.00476	0.00993	0.01205	0.03122	0.03662	0.05014	0.35046	0.26028	0.78752	1.00000	0.34633	0.26470	0.10176
64.84	0.00207	0.00244	0.00403	0.00807	0.00964	0.02221	0.02536	0.03271	0.13314	0.10887	0.24395	0.39452	1.00000	0.91905	0.30576
66.62	0.00201	0.00237	0.00390	0.00775	0.00923	0.02083	0.02368	0.03027	0.11368	0.09432	0.19863	0.30881	0.94428	1.00000	0.40328
74.78	0.00177	0.00208	0.00339	0.00654	0.00771	0.01619	0.01813	0.02241	0.06488	0.05632	0.09760	0.13370	0.35263	0.45268	1.00000

Tabla 17: Productos cruzados entre cortes basales obtenidos para cada modo de vibración en sismo en dirección X

CORTE (V <sub>b</sub> ) (Kips)	MODO	107.46	0.00	0.03	24.29	0.00	0.01	10.97	0.00	5.08	0.00	0.00	0.00	2.36	0.00	
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11	Modo 12	Modo 13	Modo 14	Modo 15
107.46	Modo 1	11,547.65	0.00	3.22	2,610.20	0.00	1.07	1,178.84	0.00	545.90	0.00	0.00	0.00	0.00	253.61	0.00
0.00	Modo 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	Modo 3	3.22	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.33	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
24.29	Modo 4	2,610.20	0.00	0.73	590.00	0.00	0.24	266.46	0.00	123.39	0.00	0.00	0.00	0.00	57.32	0.00
0.00	Modo 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	Modo 6	1.07	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00	0.11	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.97	Modo 7	1,178.84	0.00	0.33	266.46	0.00	0.11	120.34	0.00	55.73	0.00	0.00	0.00	0.00	25.89	0.00
0.00	Modo 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.08	Modo 9	545.90	0.00	0.15	123.39	0.00	0.05	55.73	0.00	25.81	0.00	0.00	0.00	0.00	11.99	0.00
0.00	Modo 10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	Modo 11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	Modo 12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	Modo 13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.36	Modo 14	253.61	0.00	0.07	57.32	0.00	0.02	25.89	0.00	11.99	0.00	0.00	0.00	0.00	5.57	0.00
0.00	Modo 15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Cálculo de cortante basal combinado:**

La valor de cortante basal considerando los coeficientes de acoplamiento está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{ec} = \left[ \sum_i \left( \sum_j \rho_{ij} V_i V_j \right)^{1/2} \right]$$

Tabla 18: Productos cruzados entre cortes basales y coeficientes de acoplamiento para sismo en dirección X

MODO	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11	Modo 12	Modo 13	Modo 14	Modo 15	$\sum_j P_{ij} V_i V_j$
Modo 1	11547.652	0.000	0.068	10.363	0.000	0.001	1.067	0.000	0.189	0.000	0.000	0.000	0.000	0.046	0.000	11559.386
Modo 2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 3	0.121	0.000	0.001	0.020	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.143
Modo 4	30.367	0.000	0.033	590.004	0.000	0.006	5.090	0.000	0.564	0.000	0.000	0.000	0.000	0.118	0.000	626.182
Modo 5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 6	0.006	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.083	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100
Modo 7	5.663	0.000	0.004	9.213	0.000	0.088	120.341	0.000	2.206	0.000	0.000	0.000	0.000	0.295	0.000	137.809
Modo 8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 9	1.544	0.000	0.001	1.572	0.000	0.003	3.396	0.000	25.906	0.000	0.000	0.000	0.000	1.009	0.000	33.331
Modo 10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Modo 14	0.509	0.000	0.000	0.444	0.000	0.000	0.613	0.000	1.363	0.000	0.000	0.000	0.000	5.570	0.000	8.500
Modo 15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$\sum_i \sum_j P_{ij} V_i V_j$															12365.452	
$V_{bc} =$															111.20	

**Para sismo en dirección X:**

El valor de cortante basal aplicado a la estructura, calculado en base a la combinación de respuestas modales obtenidas en el análisis sísmico, utilizando el método de Combinación cuadrática completa (CQC) es :

$$V_{bc} = 111.20 \text{ Kips.}$$

**Método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados:**

Las casillas sombreadas mostradas en la tabla anterior, representan el corte basal de cada modo, elevado al cuadrado. Calculando la suma de estos valores, se obtiene el valor numérico correspondiente a la suma de cuadrados, presentado a continuación:

$$\sum v_i^2 = 12289.374$$

Aplicando la ecuación del método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS):

$$V_{bc} = \sqrt{\sum v_i^2}$$

Se obtiene el valor de cortante basal calculado por el método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS):

$$V_{bc} = 110.9 \text{ Kips.}$$

**Método de Semisuma:**

Aplicando la ecuación del método de Semi-Suma:

$$V_{bc} = 0.5 \left[ \sum v_i + \sqrt{\sum v_i^2} \right]$$

Se obtiene el valor de cortante basal calculado por el método de Semisuma:

$$V_{bc} = 130.53 \text{ Kips.}$$

**CÁLCULO DETALLADO DE SUPERPOSICIÓN MODAL POR MÉTODO DE COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA (CQC)  
SISMO EN DIRECCIÓN Z:**

De los resultados obtenidos del análisis sísmico:  
El coeficiente de acoplamiento está dado por la siguiente ecuación (Ec. 76):

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \left[ 1 + \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right) \right] \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right)^{3/2}}{\left[ 1 - \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right) \right]^2 + 4\xi^2 \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right) \left[ 1 + \left( \frac{\omega_i}{\omega_j} \right) \right]}$$

Donde:  $\rho_{ij}$  = Coeficiente de acoplamiento entre modo "i" y modo "j"  
 $\xi$  = Amortiguamiento = 0.05  
 $\omega_i$  = Frecuencia de modo "i"  
 $\omega_j$  = Frecuencia de modo "j"

Tabla 19: Coeficientes de acoplamiento calculados entre los 15 diferentes modos de vibración para sismo en dirección Z.

FREC. (w) (rad/seg)	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5	MODO 6	MODO 7	MODO 8	MODO 9	MODO 10	MODO 11	MODO 12	MODO 13	MODO 14	MODO 15
6.04	1.0000	0.29547	0.02118	0.00397	0.00293	0.00102	0.00091	0.00073	0.00034	0.00037	0.00029	0.00025	0.00019	0.00016	0.00014
6.99	0.34195	1.00000	0.04152	0.00904	0.00436	0.00145	0.00127	0.00102	0.00047	0.00051	0.00039	0.00035	0.00026	0.00025	0.00019
10.66	0.03738	0.06332	1.00000	0.02757	0.01721	0.00429	0.00370	0.00289	0.00124	0.00135	0.00102	0.00089	0.00066	0.00062	0.00046
17.7	0.01163	0.01530	0.04578	1.00000	0.41580	0.02386	0.01910	0.01340	0.00453	0.00505	0.00359	0.00309	0.00220	0.00206	0.00155
19.81	0.00961	0.01235	0.03189	0.46937	1.00000	0.4042	0.03111	0.02069	0.00629	0.00708	0.00491	0.00419	0.00295	0.00274	0.00204
30.37	0.00515	0.00629	0.01223	0.04094	0.06196	1.00000	0.75644	0.29438	0.03004	0.03906	0.02083	0.01666	0.01040	0.00950	0.00658
32.04	0.00480	0.00584	0.01113	0.03458	0.05031	0.79803	1.00000	0.51154	0.03890	0.04752	0.02618	0.02061	0.01253	0.01139	0.00777
35.16	0.00426	0.00515	0.00952	0.02861	0.03673	0.34081	0.56136	1.00000	0.06489	0.08258	0.04074	0.03097	0.01774	0.01597	0.01054
49.32	0.00283	0.00336	0.00576	0.01274	0.01583	0.04956	0.06094	0.09294	0.99710	0.90714	0.54250	0.30367	0.10127	0.08416	0.04279
47.63	0.00286	0.00351	0.00605	0.01359	0.01701	0.05855	0.07064	0.11187	0.85532	1.00000	0.37639	0.21780	0.07998	0.06743	0.03587
53.82	0.00256	0.00303	0.00513	0.01091	0.01335	0.03691	0.04397	0.06235	0.16148	0.42531	1.00000	0.73990	0.20249	0.16047	0.07024
56.92	0.00240	0.00284	0.00476	0.00893	0.01205	0.03122	0.03862	0.05014	0.36146	0.26028	0.78252	1.00000	0.34633	0.26470	0.10176
64.84	0.00207	0.00244	0.00403	0.00807	0.00964	0.02221	0.02536	0.03271	0.13596	0.10887	0.24395	0.39452	1.00000	0.91905	0.30576
66.62	0.00201	0.00237	0.00390	0.00775	0.00923	0.02083	0.02368	0.03027	0.11591	0.09432	0.19863	0.30981	0.94428	1.00000	0.40328
74.78	0.00177	0.00208	0.00339	0.00654	0.00771	0.01619	0.01813	0.02241	0.06583	0.05532	0.09760	0.13370	0.35263	0.45268	1.00000

Tabla 20: Productos cruzados entre cortes basales obtenidos para cada modo de vibración en sismo en dirección Z

CORTE (V <sub>b</sub> ) (Kips)	MODO	0.00	112.97	0.00	0.00	38.63	0.00	0.00	9.01	0.00	3.40	0.00	0.93	0.90	0.00	0.00
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11	Modo 12	Modo 13	Modo 14	Modo 15
0.00	Modo 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
112.97	Modo 2	0.00	12,762.22	0.00	0.00	4,364.03	0.00	0.00	1,017.66	0.00	384.10	0.00	105.06	101.67	0.00	0.00
0.00	Modo 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	Modo 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38.63	Modo 5	0.00	4,364.03	0.00	0.00	1,492.28	0.00	0.00	348.06	0.00	131.34	0.00	35.93	34.77	0.00	0.00
0.00	Modo 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	Modo 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.01	Modo 8	0.00	1,017.66	0.00	0.00	348.06	0.00	0.00	81.18	0.00	30.63	0.00	8.38	8.11	0.00	0.00
0.00	Modo 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.40	Modo 10	0.00	384.10	0.00	0.00	131.34	0.00	0.00	30.63	0.00	11.56	0.00	3.16	3.06	0.00	0.00
0.00	Modo 11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.93	Modo 12	0.00	105.06	0.00	0.00	35.93	0.00	0.00	8.38	0.00	3.16	0.00	0.86	0.84	0.00	0.00
0.90	Modo 13	0.00	101.67	0.00	0.00	34.77	0.00	0.00	8.11	0.00	3.06	0.00	0.84	0.81	0.00	0.00
0.00	Modo 14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	Modo 15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cálculo de cortante basal combinado:

La valor de cortante basal considerando los coeficientes de acoplamiento está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{BC} = \left[ \sum_i \sum_j P_{ij} V_i V_j \right]^{1/2}$$

Tabla 21: Productos cruzados entre cortes basales y coeficientes de acoplamiento para sismo en dirección Z

MODO	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11	Modo 12	Modo 13	Modo 14	Modo 15	$\sum_j P_{ij} V_i V_j$	
Modo 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 2	0.000	12762.221	0.000	0.000	19.020	0.000	0.000	1.042	0.000	0.198	0.000	0.037	0.027	0.000	0.000	12782.544	
Modo 3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 5	0.000	53.903	0.000	0.000	1482.277	0.000	0.000	7.203	0.000	0.929	0.000	0.151	0.102	0.000	0.000	1554.565	
Modo 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 8	0.000	5.243	0.000	0.000	12.784	0.000	0.000	81.780	0.000	2.530	0.000	0.280	0.144	0.000	0.000	102.140	
Modo 9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 10	0.000	1.348	0.000	0.000	2.235	0.000	0.000	3.427	0.000	11.880	0.000	0.689	0.245	0.000	0.000	19.503	
Modo 11	0.000	0.298	0.000	0.000	0.433	0.000	0.000	0.420	0.000	0.823	0.000	0.885	0.290	0.000	0.000	3.129	
Modo 12	0.000	0.248	0.000	0.000	0.335	0.000	0.000	0.265	0.000	0.333	0.000	0.330	0.810	0.000	0.000	2.322	
Modo 13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Modo 15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
																	$\sum_i \sum_j P_{ij} V_i V_j$
																	14464.203
																	$V_{bc} =$
																	120.27

**Para sismo en dirección Z:**

El valor de cortante basal aplicado a la estructura, calculado en base a la combinación de respuestas modales obtenidas en el análisis sísmico, utilizando el método de Combinación cuadrática completa (CQC) es:

$$V_{bc} = 120.27 \text{ Kips.}$$

**Método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados:**

Las casillas sombreadas mostradas en la tabla anterior, representan el corte basal de cada modo, elevado al cuadrado. Calculando la suma de estos valores, se obtiene el valor numérico correspondiente a la suma de cuadrados, presentado a continuación:

$$\sum v_i^2 = 14348.913$$

Aplicando la ecuación del método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS):

$$V_{bc} = \sqrt{\sum v_i^2}$$

Se obtiene el valor de cortante basal calculado por el método de Raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS):

$$V_{bc} = 119.8 \text{ Kips.}$$

**Método de Semisuma:**

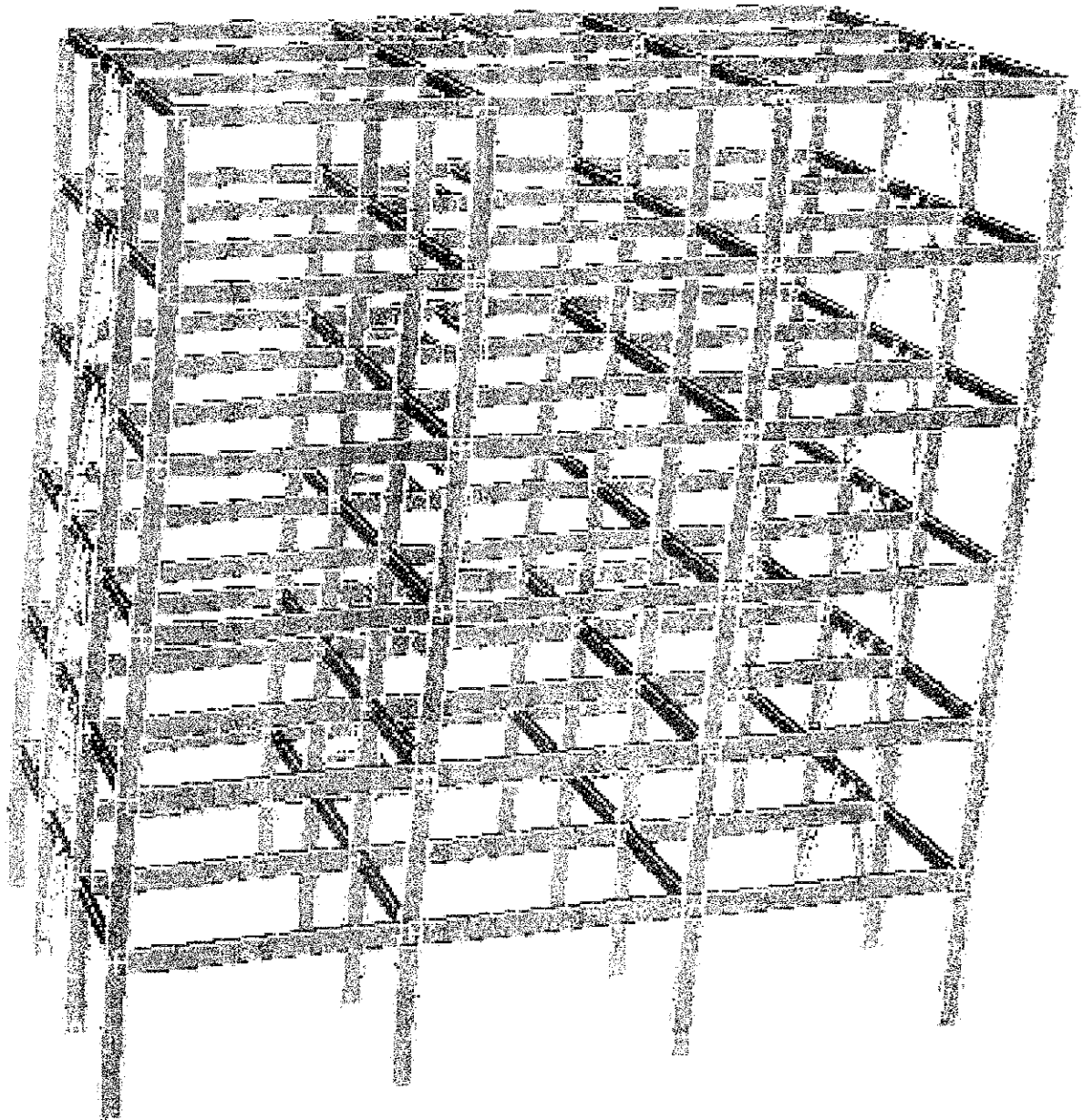
Aplicando la ecuación del método de Semisuma:

$$V_{bc} = 0.5 \left[ \sum v_i + \sqrt{\sum v_i^2} \right]$$

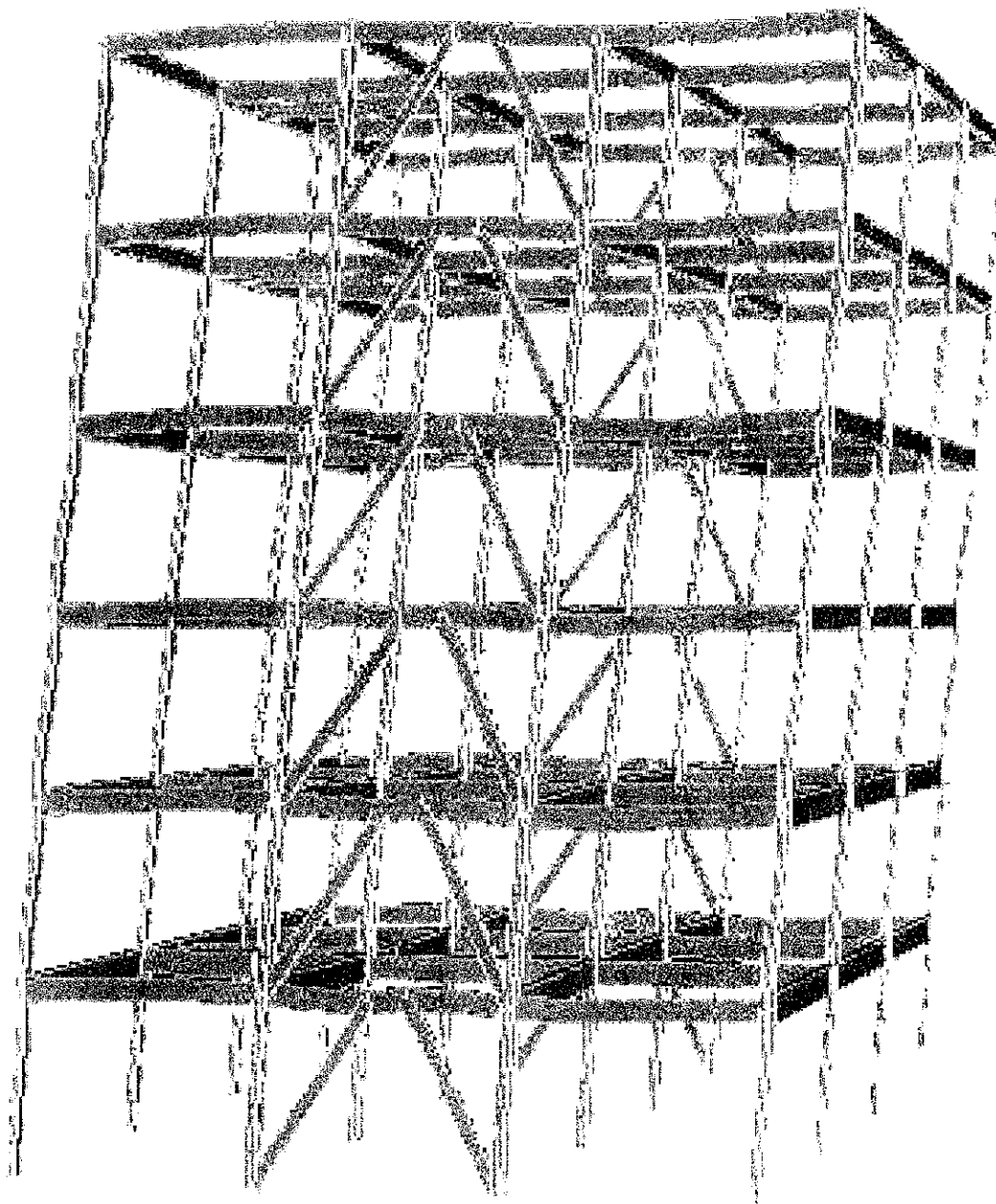
Se obtiene el valor de cortante basal calculado por el método de Semisuma:

$$V_{bc} = 142.81 \text{ Kips.}$$

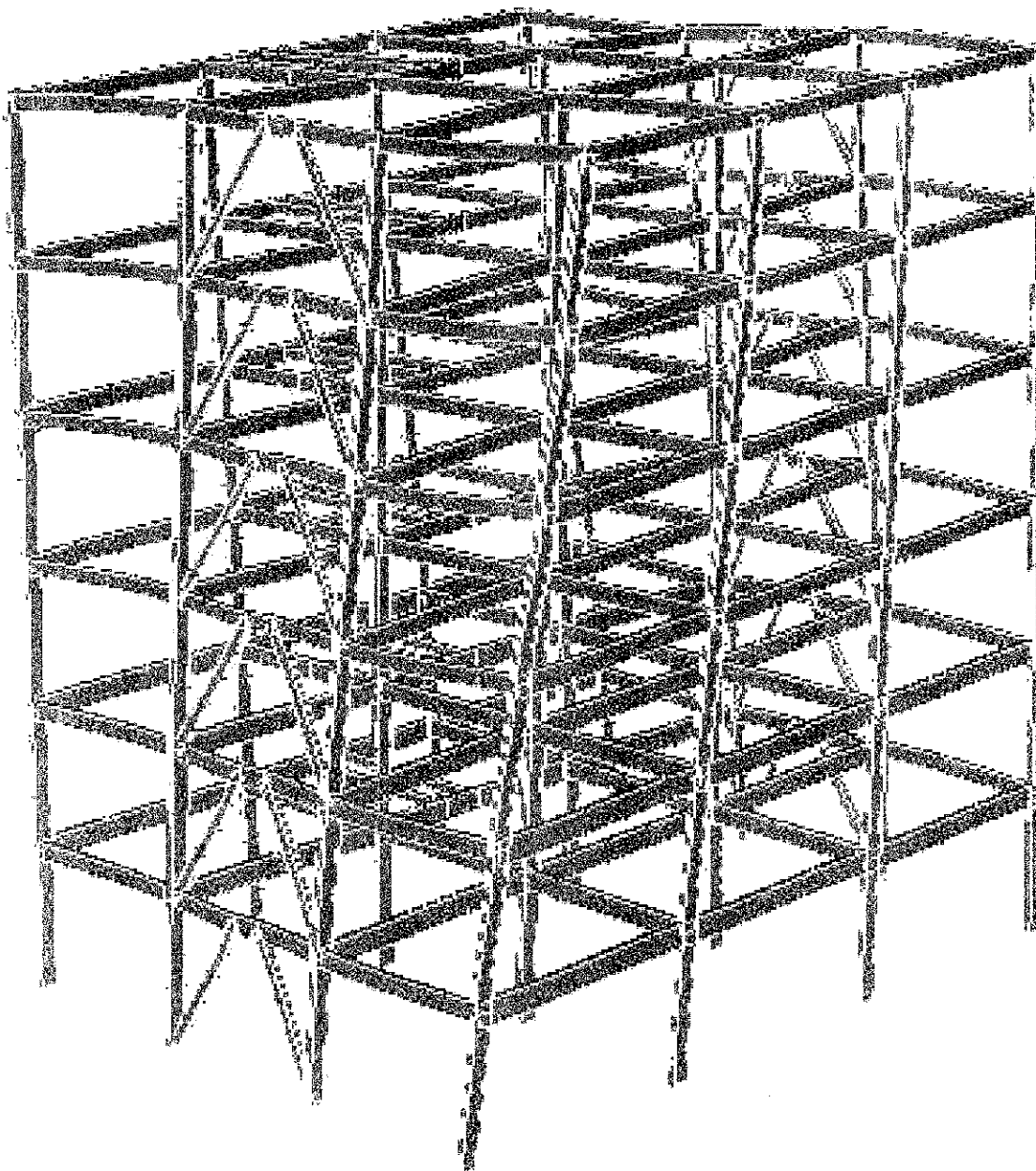
## E. MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO



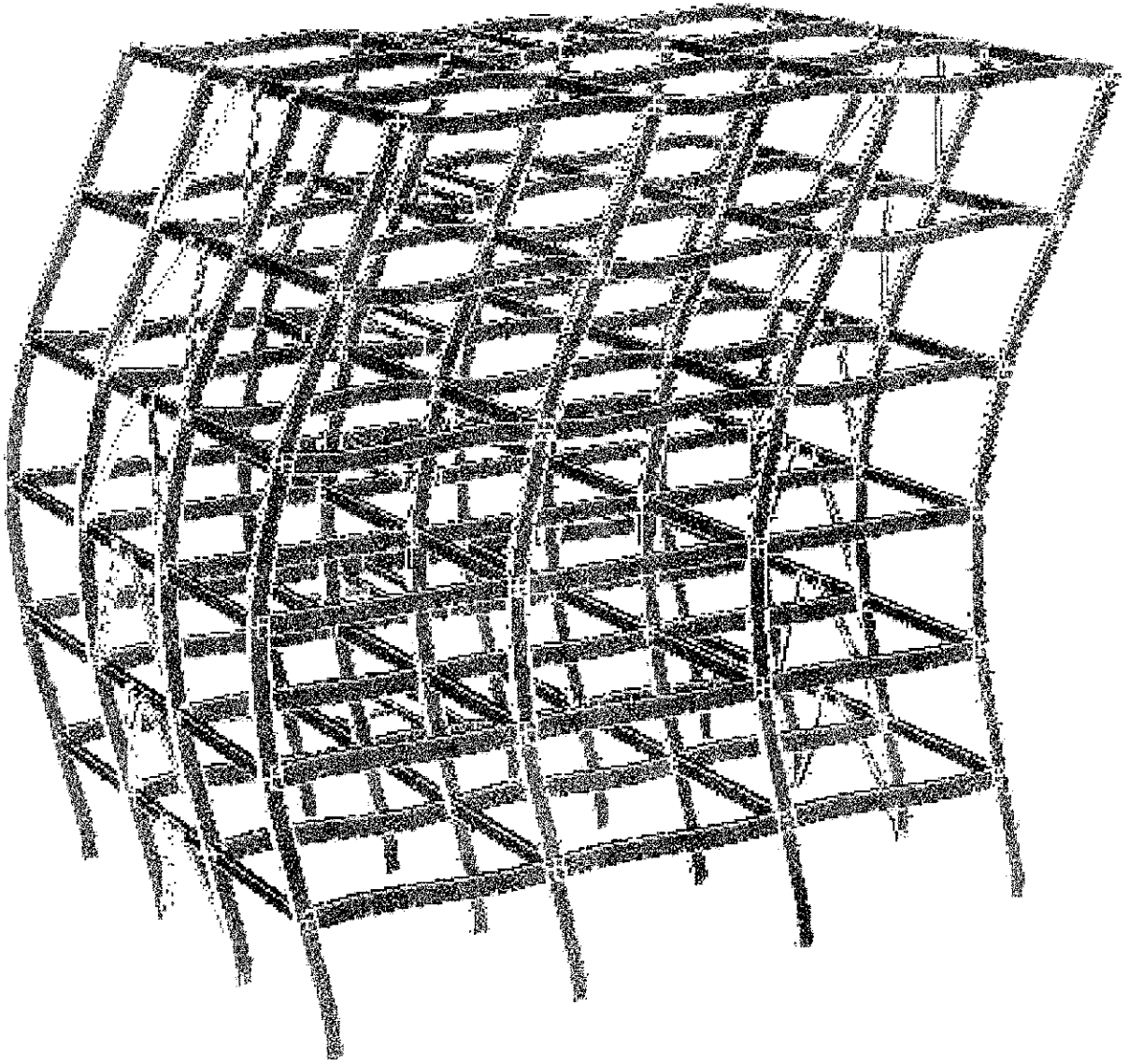
*Figura 28: Modo de vibración 1  
Frecuencia = 6.04 rad/seg.  
Periodo = 1.040 seg.*



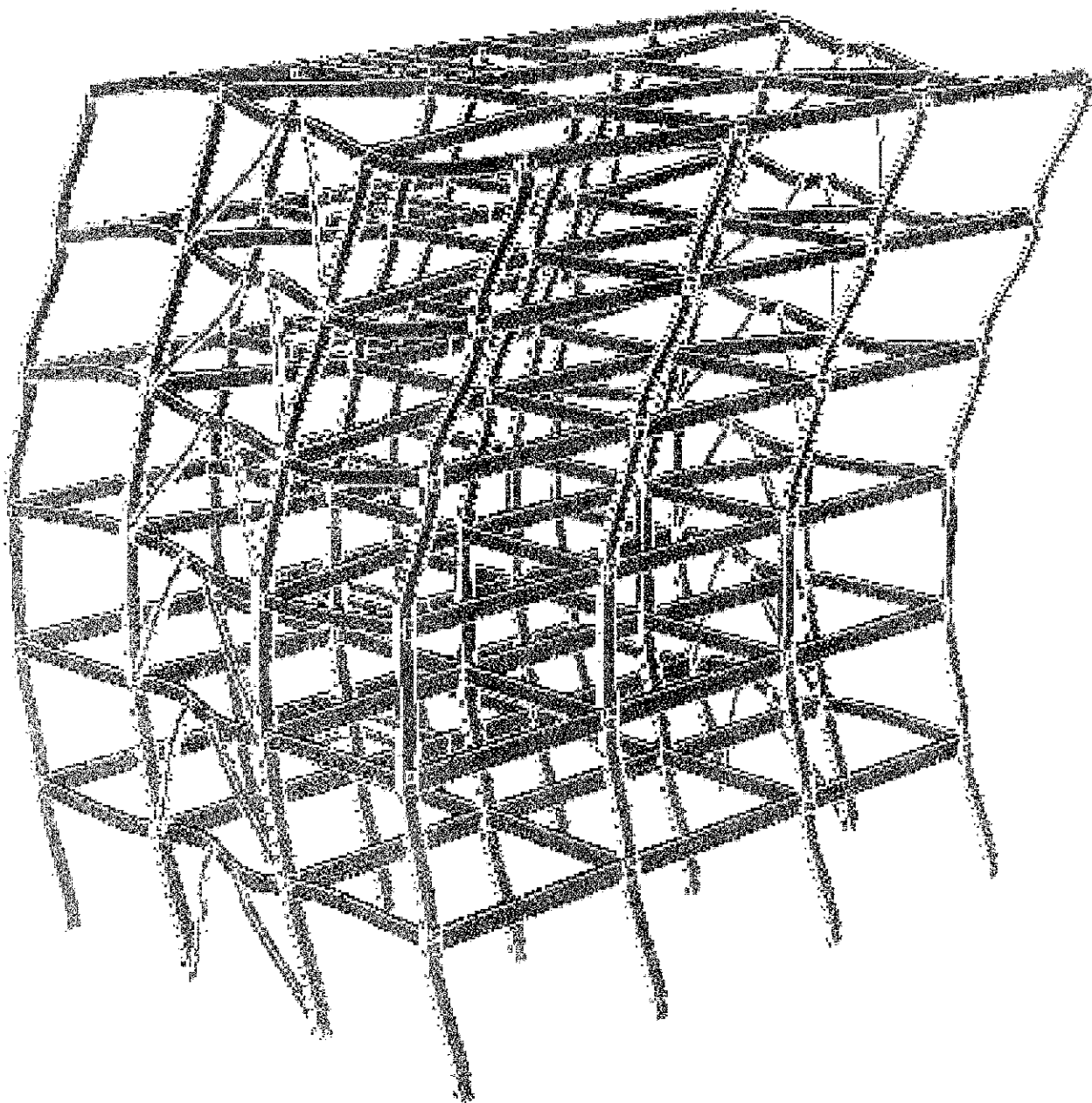
*Figura 29: Modo de vibración 2*  
*Frecuencia = 6.99 rad/seg.*  
*Periodo = 0.899 seg.*



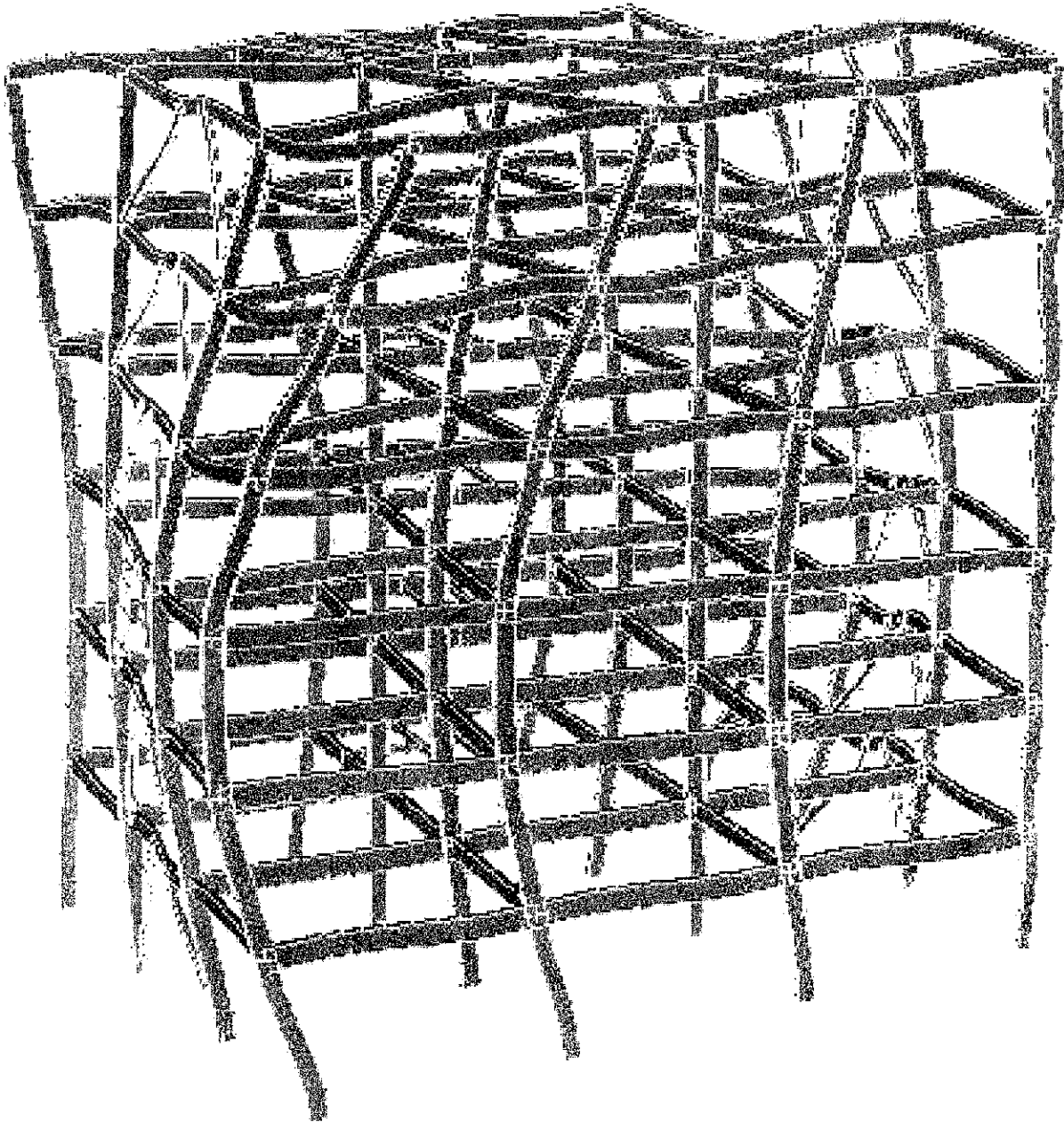
*Figura 30: Modo de vibración 3  
Frecuencia = 10.66 rad/seg.  
Periodo = 0.589 seg.*



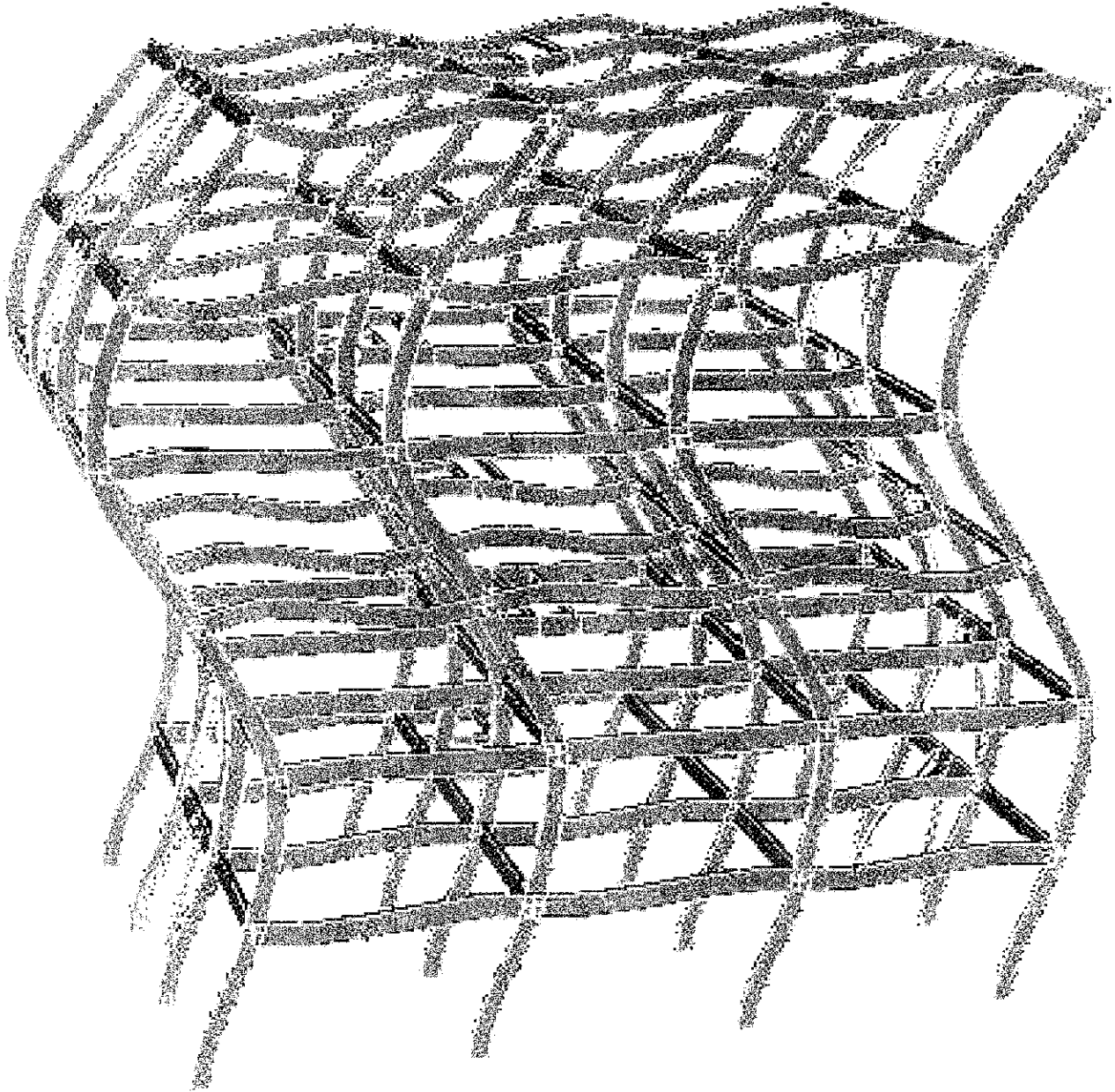
*Figura 31: Modo de vibración 4  
Frecuencia = 17.70 rad/seg.  
Período = 0.355 seg.*



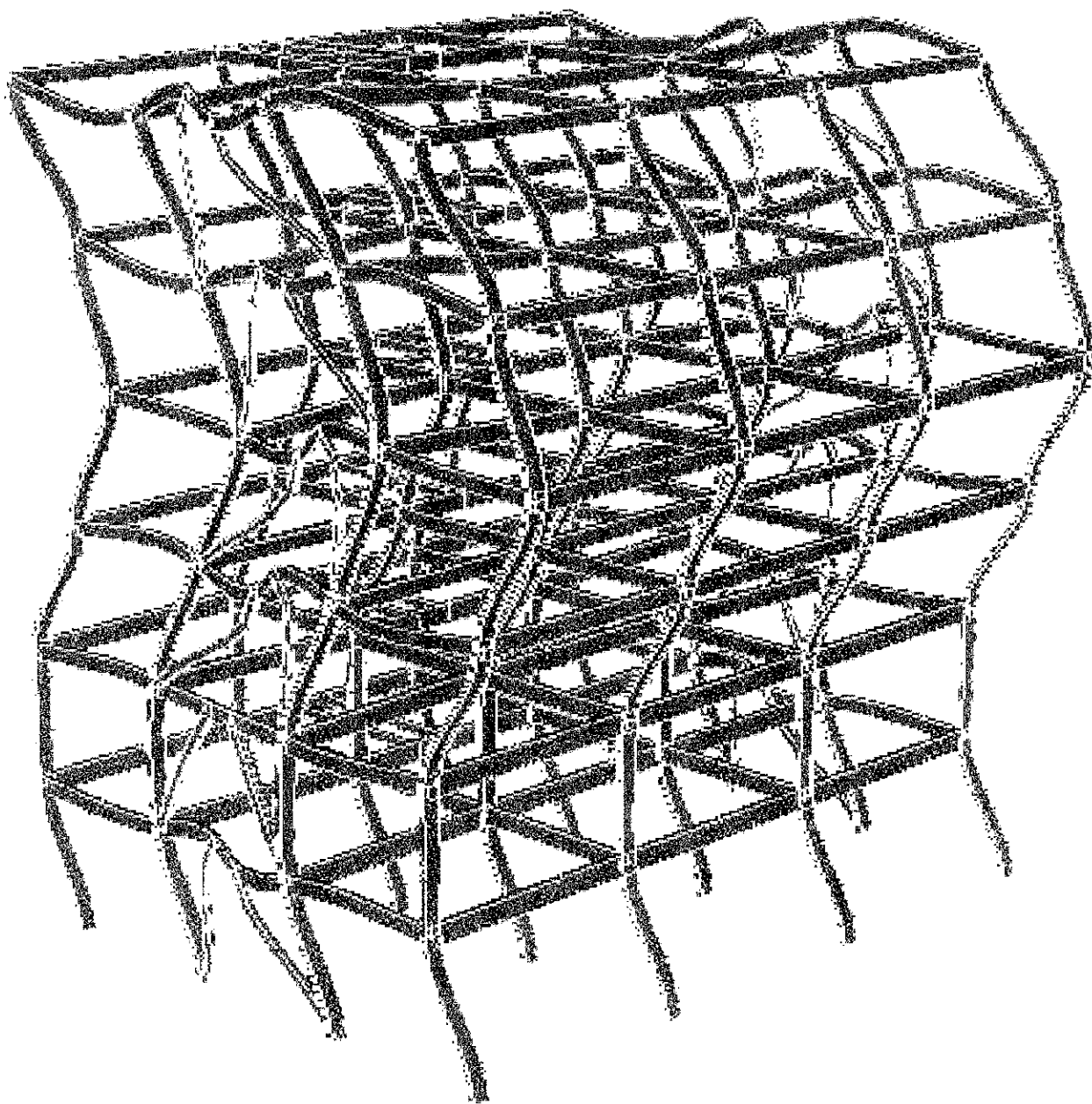
*Figura 32: Modo de vibración 5  
Frecuencia = 19.81rad/seg.  
Período = 0.317 seg.*



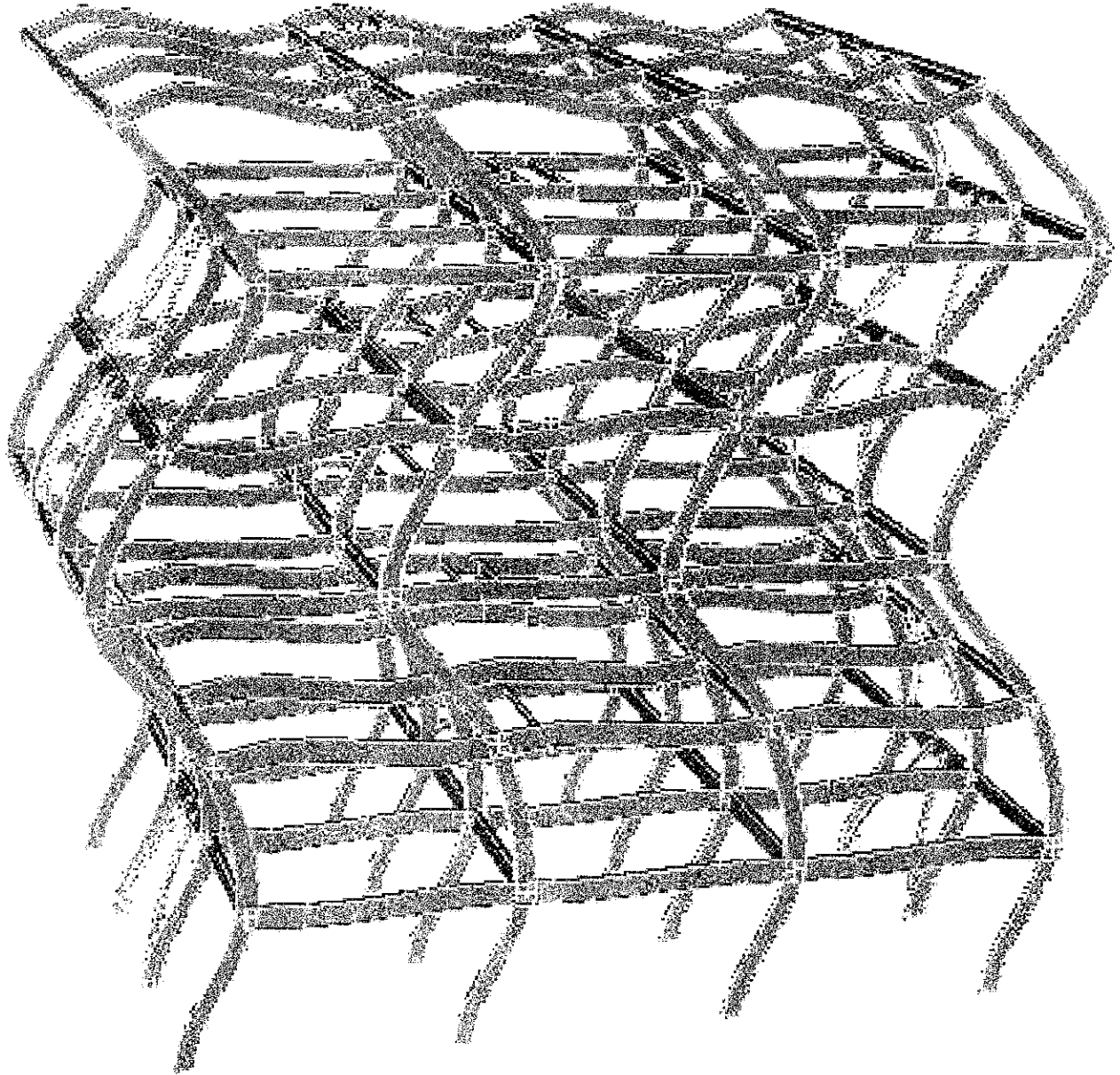
*Figura 33: Modo de vibración 6  
Frecuencia = 30.37 rad/seg.  
Periodo = 0.207 seg.*



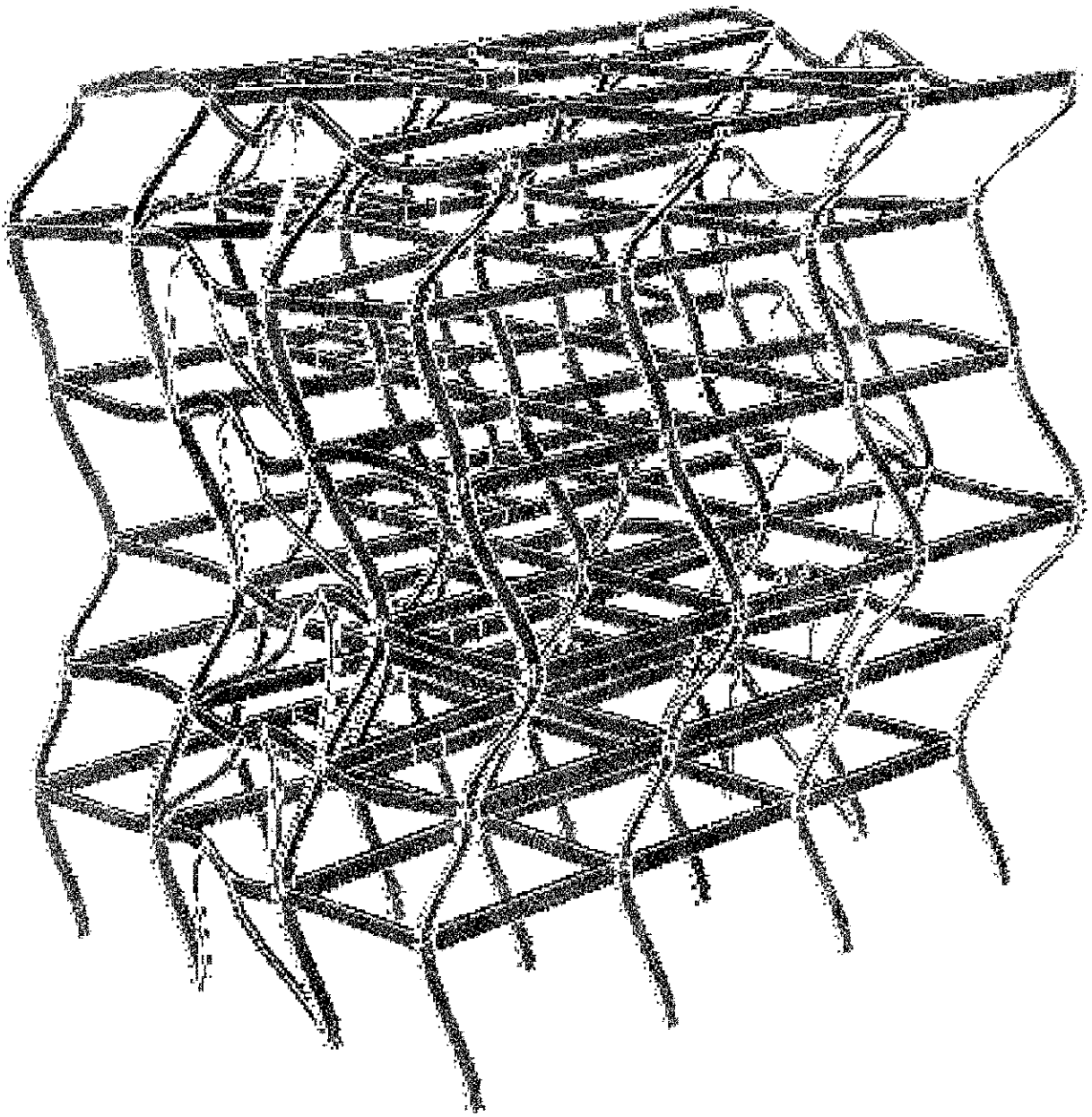
*Figura 34: Modo de vibración 7  
Frecuencia = 32.04 rad/seg.  
Periodo = 0.196 seg.*



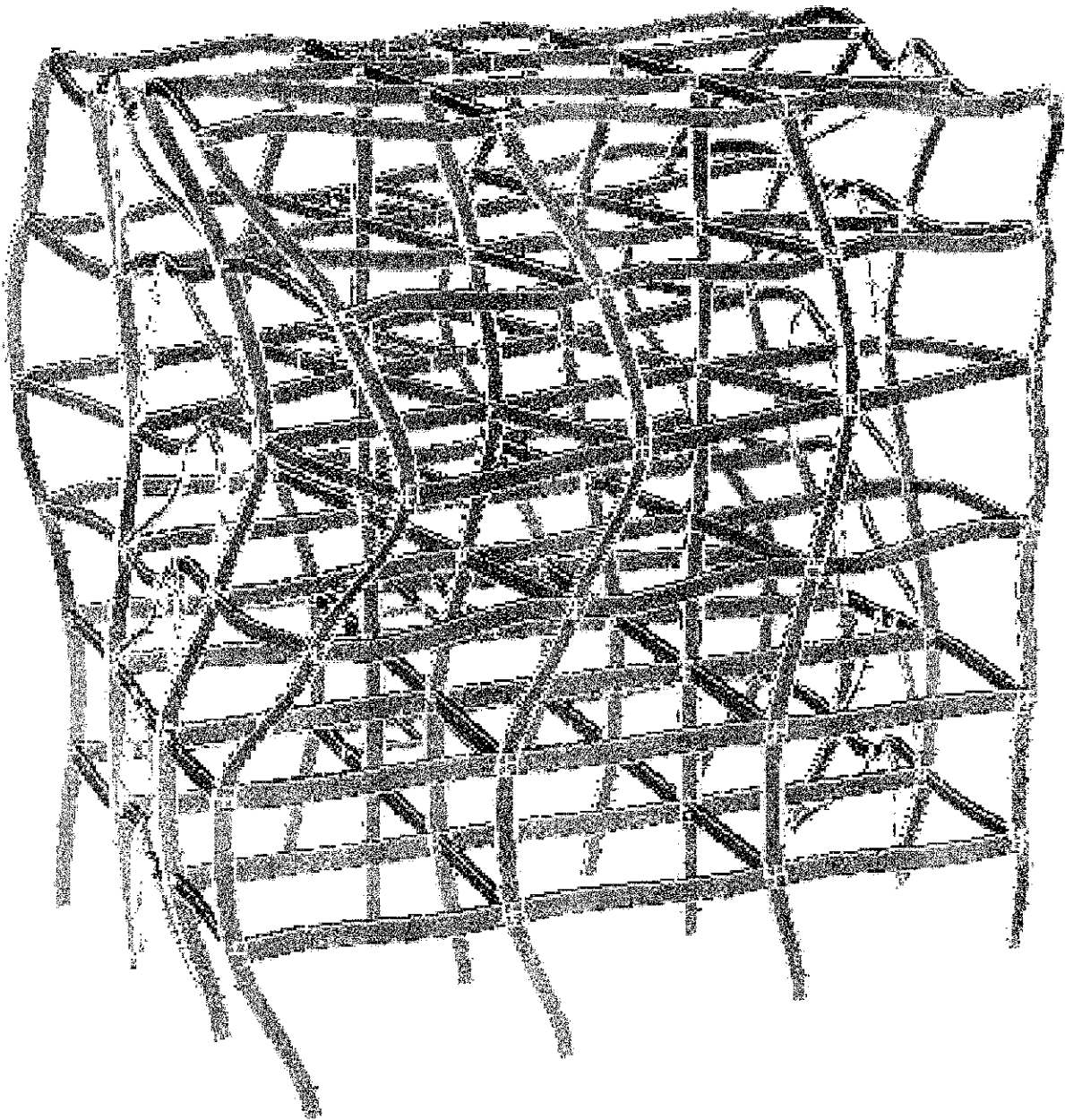
*Figura 35: Modo de vibración 8  
Frecuencia = 35.16 rad/seg.  
Periodo = 0.179 seg.*



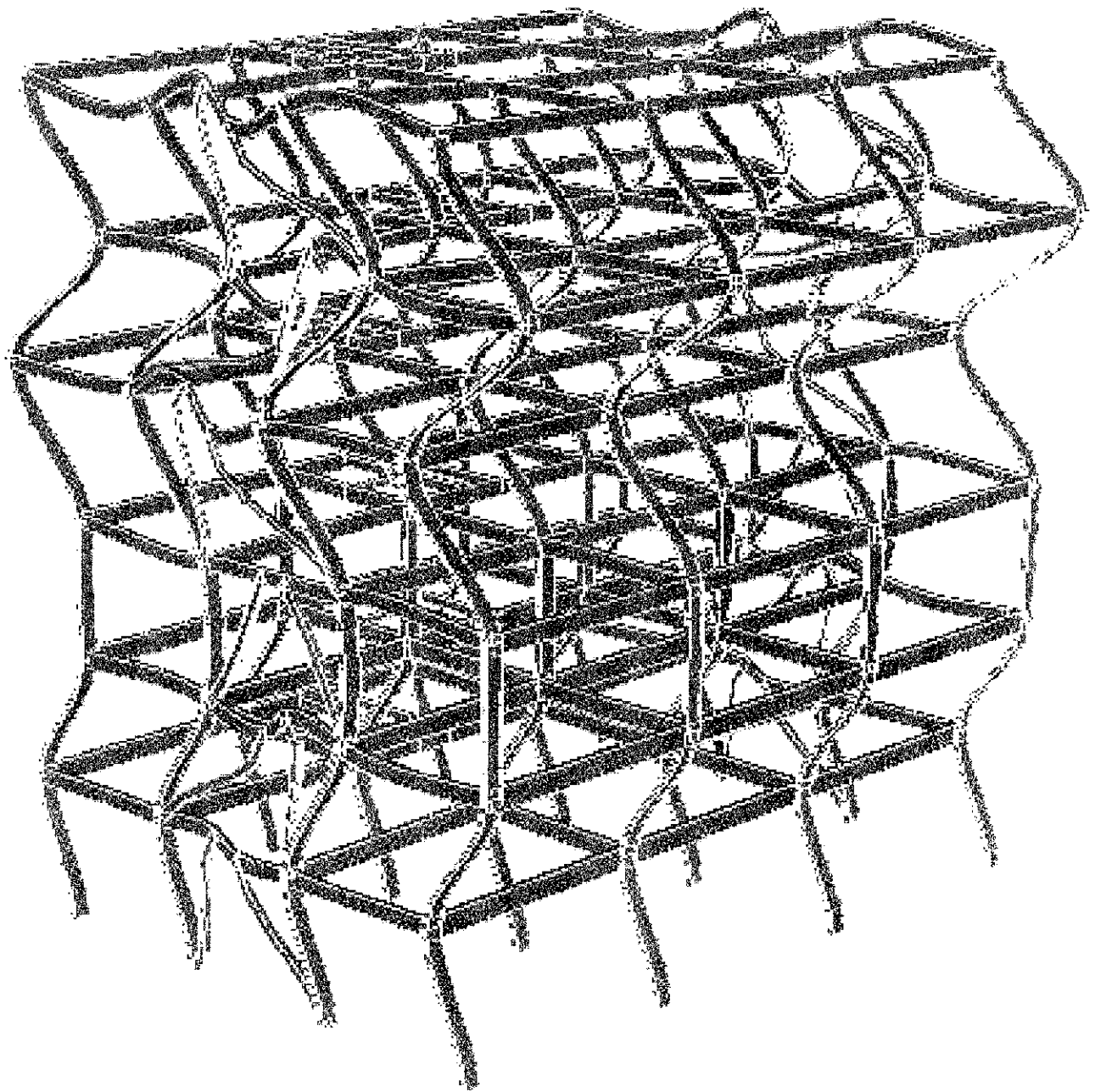
*Figura 36: Modo de vibración 9  
Frecuencia = 49.32 rad/seg.  
Periodo = 0.127 seg.*



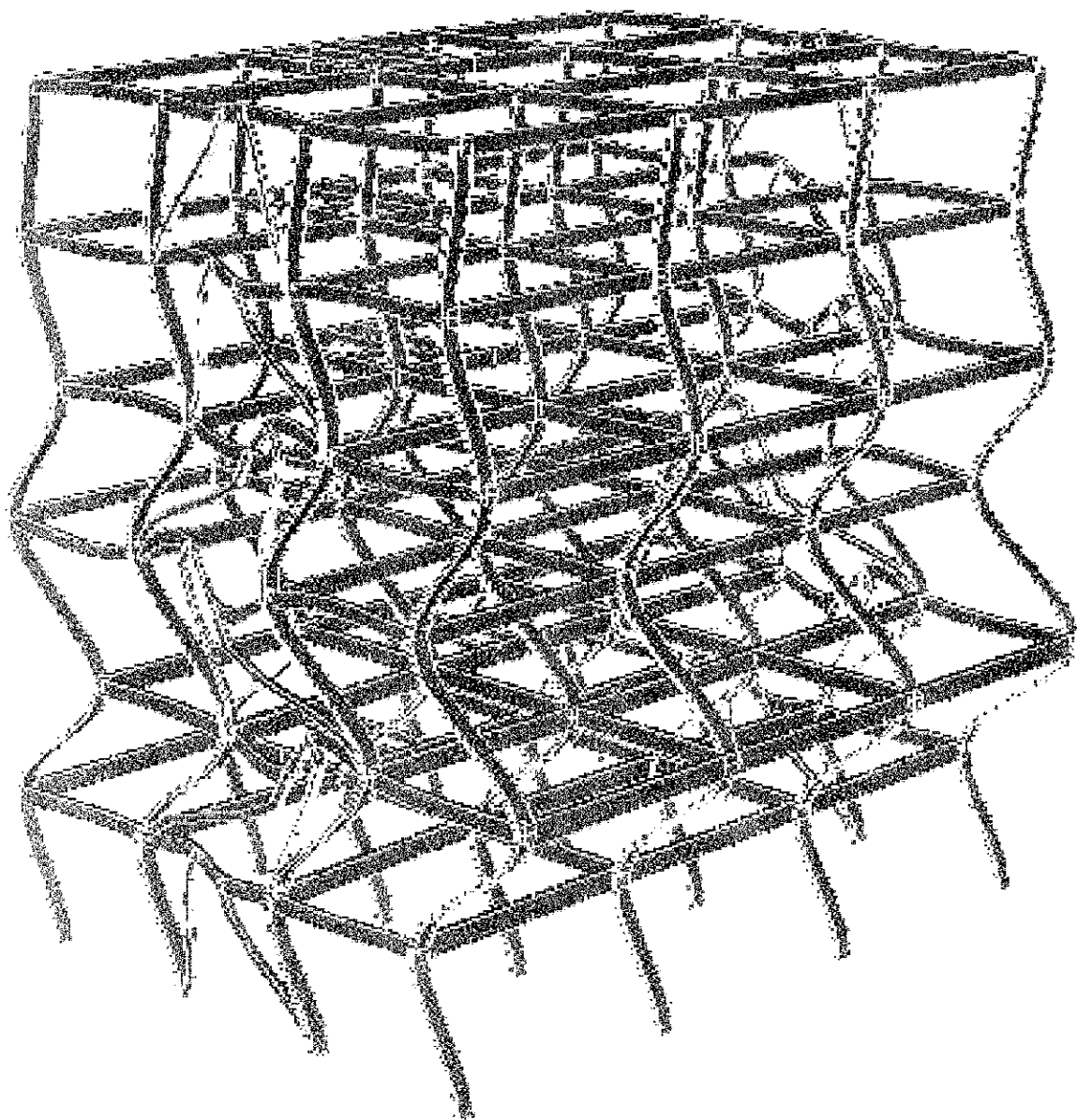
*Figura 37: Modo de vibración 10*  
*Frecuencia = 47.63 rad/seg.*  
*Periodo = 0.132 seg.*



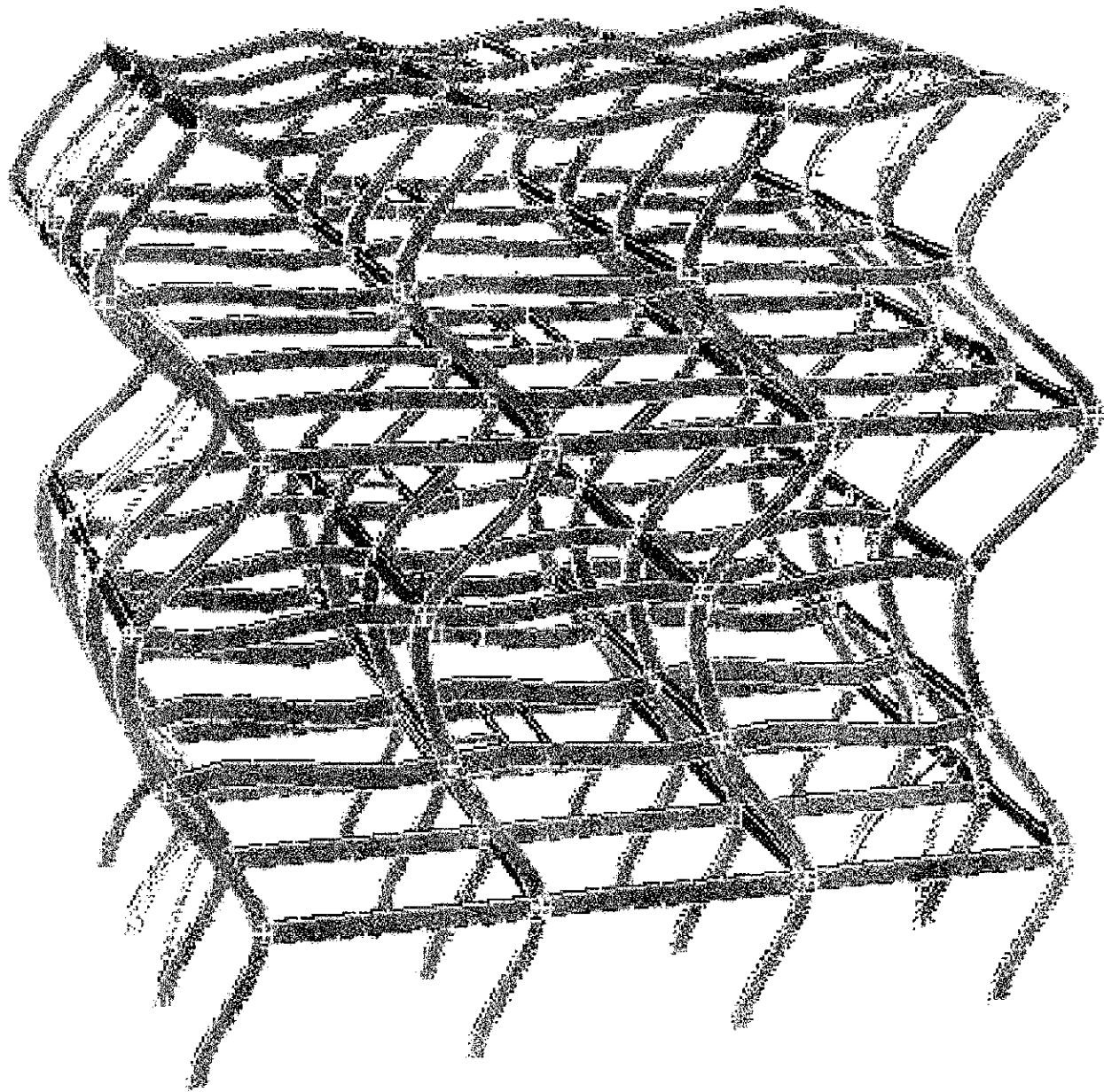
*Figura 38: Modo de vibración 11*  
*Frecuencia = 53.82 rad/seg.*  
*Periodo = 0.117 seg.*



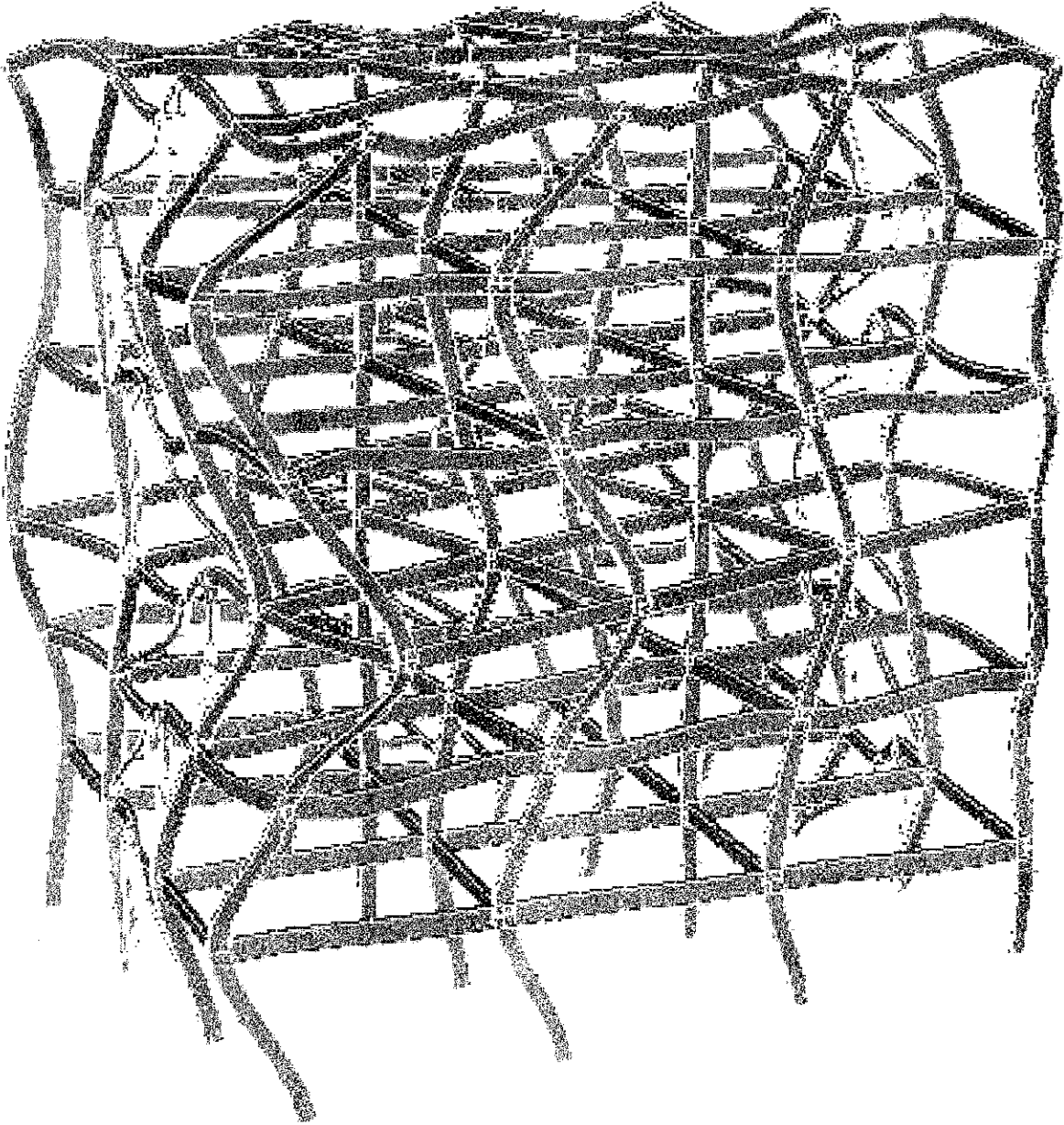
*Figura 39: Modo de vibración 12  
Frecuencia = 56.92 rad/seg.  
Periodo = 0.110 seg.*



*Figura 40: Modo de vibración 13  
Frecuencia = 64.84 rad/seg.  
Período = 0,097 seg.*



*Figura 41: Modo de vibración 14  
Frecuencia = 66.62 rad/seg.  
Período = 0.094 seg.*



*Figura 42: Modo de vibración 15  
Frecuencia = 74.78 rad/seg.  
Período = 0.084 seg.*

## F. REVISIÓN DE CORTE BASAL SEGÚN MÉTODO DE CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE

### 1. PREVENCIÓN DE RESULTADOS DISTORSIONADOS SEGÚN AGIES

Las normas AGIES, en su Numeral 3-3.7.4, especifica que la combinación de cortantes basales modales no deberá ser menor que un cortante basal estático equivalente  $V_B'$  calculado con las ecuaciones 3-2/1 y 3-2/2 utilizando un período  $T = 1.4 T_E$  (período fundamental calculado para la presente edificación según la ecuación 3-2/3b). De lo contrario todos los resultados del análisis modal se incrementarán proporcionalmente multiplicándolos por el factor obtenido por:

$$V_B' / V_{B \text{ COMB}}$$

El valor de cortante basal estático equivalente está dado por los siguientes cálculos:

$$T_E = 0.816 \text{ seg}$$

$$T = 1.4 T_E = 1.4 * 0.816 = 1.14 \text{ seg.}$$

$$V_B' = C_s * W_s$$

Calculando  $C_s$ :

$$C_s = S_a[T]/R$$

Donde:

$S_a[T] = 0.59$  Interpolando el período de 1.14 seg. entre los valores del Espectro de Diseño.

$$R = 7.36 \text{ Factor de reducción sísmica}$$

$$C_s = 0.59/7.36 = 0.08$$

Con  $W_s = 1,583.6$  Kips

$$V_B' = 0.08 * 1583.6 \text{ Kips}$$

$$V_B' = 126.69 \text{ Kips.}$$

Utilizando los valores de cortante basal combinado obtenido por el método de Combinación Cuadrática Completa, CQC, el factor obtenido aplicando la ecuación anterior es:

<b>SISMO EJE X</b>	$V_B' / V_{B \text{ COMB}} = 126.69/111.16 = 1.14$
<b>SISMO EJE Z</b>	$V_B' / V_{B \text{ COMB}} = 126.69/120.21 = 1.05$

Con los factores  $V_B' / V_{B \text{ COMB}}$  obtenidos, y en base a la relación de esfuerzos combinados y de cortante mostrados en el análisis estructural aplicado a la estructura, es posible determinar que la aplicación de los factores obtenidos en las combinaciones de carga utilizadas no repercutirá significativamente en el diseño de los perfiles.

## 2. REVISIÓN CON CÓDIGOS ACTUALIZADOS

Entre los códigos actualizados que se consultaron, se encontró que la versión de AGIES 2002 modifica el factor utilizado para multiplicar el período fundamental de la estructura, cambiando el valor numérico de 1.4 a 1.2, proveyendo un período menor y consecuentemente un valor de cortante basal mayor. Esto convierte la aplicación del factor 1.2 en un diseño más conservador. Debido a esta actualización, se repetirán los cálculos mostrados previamente utilizando el factor de 1.2 y los resultados se presentan a continuación:

$$T_E = 0.816 \text{ seg}$$

$$T = 1.2 T_E = 1.2 * 0.816 = 0.98 \text{ seg.}$$

$$V_B' = C_s * W_s$$

Calculando  $C_s$ :

$$C_s = S_a[T]/R$$

Donde:

$S_a[T] = 0.654$  Interpolando el período de 0.98 seg. entre los valores del espectro de diseño.

$$R = 7.36 \text{ Factor de reducción sísmica}$$

$$C_s = 0.654/7.36 = 0.09$$

Con  $W_s = 1,583.6$  Kips

$$V_B' = 0.09 * 1583.6 \text{ Kips}$$

$$V_B' = 142.52 \text{ Kips.}$$

Utilizando los valores de cortante basal combinado obtenido por el método de Combinación cuadrática completa, CQC, el factor obtenido aplicando la ecuación anterior es:

SISMO EJE X  $V_B' / V_{B\text{ COMB}} = 142.52/111.16 = 1.28$

SISMO EJE Z  $V_B' / V_{B\text{ COMB}} = 142.52/120.21 = 1.18$

Estos factores calculados deben ser aplicados a los factores de las combinaciones que incluyan los estados de carga de sismo, tanto para el eje X como para el eje Z, debido a que se acaba de observar que cada eje tiene un factor diferente.

Por lo anterior, se procede a analizar el edificio aplicando el nuevo factor a las cargas de sismo de la manera que se explicó en el párrafo anterior. Se listarán las descripciones de las combinaciones de carga utilizadas para asegurar la claridad de las razones por las cuales se analiza la estructura nuevamente. Luego de obtener los resultados del análisis, se debe revisar que todos los elementos de la estructura tengan la capacidad de soportar estas cargas de sismo, las cuales están a la altura de la magnitud de carga basal propuesta por el método de carga estática equivalente, como requerimiento de código.

## RESUMEN DE ANÁLISIS CARGAS DE SISMO CON FACTOR DE CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE

### Diseño por descripciones para carga gobernante Norma de diseño L R F D

---

#### RELACIONES MÁXIMAS DE ESFUERZO POR DESCRIPCIÓN

REL.F = Relación de esfuerzos para flexión

ESTAC.F = Estación a la cual ocurre Rel.f

REL.V = Relación de esfuerzos para corte

ESTAC.V = Estación a la cual ocurre Rel.v

#### LAS COMBINACIONES DE CARGA SON:

C1=1.4dl+1.4CM

C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt

C3=1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.5CV

C4=1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.8WINx

C5=1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.8WINz

C6=1.2dl+1.2CM+1.3WINx+0.5CV+ 0.5CVt

C7=1.2dl+1.2CM+1.3WINz+0.5CV+ 0.5CVt

C8=0.9dl+0.9CM+1.3WINx

C9=0.9dl+0.9CM+1.3WINz

C10=0.9dl+0.9CM+1.28EQx

C11=0.9dl+0.9CM+1.18EQz

C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV

C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **BRACE1**

OCURRE EN MIEMBRO : 342  
 SECCION : W 10x22  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.86	H1-1a	12.78	-68094.76	-13048.47	-1.29
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	12.78	1972.35	-0.30	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **BRACE2**

OCURRE EN MIEMBRO : 327  
 SECCION : W 8x18  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.77	H1-1a	12.78	-46103.95	-6350.00	-1.48
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	12.78	820.88	-13.41	-0.35

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL1**

OCURRE EN MIEMBRO : 91  
 SECCION : W 18x40  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.80	H1-1a	0.00	-83911.68	-61117.86	137.66
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-7990.79	-41.12	-0.04

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL10**

OCURRE EN MIEMBRO : 47  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.46	H1-1a	11.15	-32213.58	40528.60	-1274.39
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-7187.44	-222.69	-0.04

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL11**

OCURRE EN MIEMBRO : 17  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.50	H1-1a	0.00	-42853.34	42447.44	-300.65
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.08	F2	0.00	7654.28	46.91	0.02

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL12

OCURRE EN MIEMBRO : 59  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.65	H1-1a	11.15	-90495.31	9886.85	527.61
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.02	F2	0.00	-1612.93	90.41	0.02

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 25  
 SECCION : W 18x46  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.87	H1-1a	0.00	-114793.40	-70077.94	-95.48
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-9167.64	27.29	-0.07

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL3

OCURRE EN MIEMBRO : 7  
 SECCION : W 18x50  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.96	H1-1a	0.00	-236490.00	10044.47	-2808.40
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	0.00	2835.01	329.81	0.02

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL4

OCURRE EN MIEMBRO : 61  
 SECCION : W 18x65  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.94	H1-1a	11.15	-339159.40	4649.20	-284.50
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.00	F2	0.00	-542.89	-38.12	0.02

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL5

OCURRE EN MIEMBRO : 75  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.60	H1-1a	11.15	-52093.87	45304.80	725.45
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.08	F2	0.00	-7788.01	123.51	-0.04

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL6

OCURRE EN MIEMBRO : 51  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.74	H1-1a	11.15	-72677.40	51308.54	498.73
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.09	F2	0.00	-8847.96	85.19	-0.04

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL7

OCURRE EN MIEMBRO : 9  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.93	H1-1a	11.15	-123665.30	-23696.43	216.37
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	0.00	4043.85	50.95	0.02

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL8

OCURRE EN MIEMBRO : 57  
 SECCION : W 18x50  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.74	H1-1a	11.15	-213307.50	7666.36	745.70
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.01	F2	0.00	-1343.44	127.89	0.03

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL9

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.38	H1-1b	0.00	-21298.70	14919.64	-4750.50
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.04	F2	0.00	2608.54	850.15	0.02

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : VIGA1

OCURRE EN MIEMBRO : 136  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.67	H1-1b	19.69	0.00	-120486.90	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.25	F2	19.69	25406.42	0.00	-0.39

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA10**

OCURRE EN MIEMBRO : 278  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.09	H1-1b	0.00	0.00	10509.93	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	7.38	1675.21	0.00	13.88

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA11**

OCURRE EN MIEMBRO : 306  
 SECCION : W 14x22  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.34	H1-1b	2.30	0.00	-30145.46	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.39	F2	2.30	23926.98	0.00	-0.62

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA12**

OCURRE EN MIEMBRO : 202  
 SECCION : W 14x22  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.15	H1-1b	7.38	0.00	13595.41	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.07	F2	0.00	-2919.62	0.00	-16.97

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA13**

OCURRE EN MIEMBRO : 269  
 SECCION : W 10x12  
 OCURRE EN ESTADO : C3=1.2dl+1.2CM+1.6CVt+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.66	H1-1b	7.38	0.00	22082.71	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.13	F2	0.00	-4525.23	0.00	-1.54

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA14**

OCURRE EN MIEMBRO : 295  
 SECCION : W 8x10  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.69	H1-1b	3.69	0.00	16255.28	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.20	F2	0.00	-5044.39	0.00	-1.87

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 137  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.70	H1-1b	19.69	0.00	-125901.70	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.26	F2	19.69	26897.32	0.00	-0.03

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 139  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.64	H1-1b	19.69	0.00	-114137.00	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.24	F2	19.69	24818.98	0.00	-0.51

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA4**

OCURRE EN MIEMBRO : 140  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C12=1.2dl+1.2CM+1.28EQx+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.67	H1-1b	19.69	0.00	-120916.40	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.26	F2	19.69	26393.22	0.00	-0.04

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA5**

OCURRE EN MIEMBRO : 147  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.75	H1-1b	0.00	0.00	-88283.93	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.36	F2	0.00	-27278.38	0.00	0.40

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA6**

OCURRE EN MIEMBRO : 146  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.91	H1-1b	0.00	0.00	-107256.40	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.43	F2	0.00	-33041.16	0.00	-0.07

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA7**

OCURRE EN MIEMBRO : 298  
 SECCION : W 16x26  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.54	H1-1b	2.30	0.00	-63705.47	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.62	F2	2.30	47544.64	0.00	-0.03

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA8**

OCURRE EN MIEMBRO : 276  
 SECCION : W 18x35  
 OCURRE EN ESTADO : C2=1.2dl+1.2CM+1.6CV+0.5CVt  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.06	H1-1b	0.00	0.00	10957.24	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.03	F2	7.38	1856.39	0.00	28.60

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA9**

OCURRE EN MIEMBRO : 302  
 SECCION : W 14x22  
 OCURRE EN ESTADO : C13=1.2dl+1.2CM+1.18EQz+0.5CV  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F[ft]	Axial[Lb]	M33[Lb*ft]	M22[Lb*ft]
0.56	H1-1b	2.30	0.00	-49501.00	0.00
REL.V	Eqn	ESTAC.V[ft]	V2[Lb]	V3[Lb]	Tor[Lb*ft]
0.63	F2	2.30	38577.48	0.00	-0.32

Se observa en los resultados del análisis que todos los elementos soportan la carga multiplicada por el correspondiente factor de sismo para ambos sentidos, por lo que no hay necesidad de efectuar rediseños o cambios en ningún perfil de los ya previamente seleccionados.

## G. REVISIÓN DE RELACIÓN DE MOMENTOS PLÁSTICOS EN CONEXIONES VIGA-COLUMNA SEGÚN REQUERIMIENTOS AISC

### MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO (SMF) ESPECIFICACIONES SÍSMICAS PARA EDIFICACIONES EN ACERO ESTRUCTURAL AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, AISC

#### ESPECIFICACIÓN 6.2

La especificación 6.2 cubre las propiedades del material para la determinación de la resistencia requerida en las conexiones de miembros

Se definen los siguientes valores:

$F_y$	=	36	Ksi	Esfuerzo mínimo de fluencia del material
$R_y$	=	1.5		Factor para perfiles de molino correspondiente a acero especificación ASTM A36. Para acero especificación ASTM A572 Grado 42, usar $R_y = 1.3$ .

#### ESPECIFICACIÓN 9.6:

La siguiente relación debe ser cumplida en las conexiones viga a columna:

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

Donde:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$$

Por simetría de la estructura en ambos ejes, se analizarán los nudos de los ejes C y D en el sentido X, y 3 y 4, para el sentido Z.

#### ANÁLISIS DE EJE "C"

ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

26

		$Z_x$ (plg <sup>2</sup> )	$Z_y$ (plg <sup>2</sup> )	$A_g$ (plg <sup>2</sup> )	$P_{uc}$ (Kips)	$d$ (plg)
Columnas	W18x65	133	22.5	19.1	275.48	18.4
	W18x65	133	22.5	19.1	337.85	18.4
Vigas X	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
Vigas Z	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 5305.154 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 8304.659 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 0.639$$

$$\Rightarrow 0.639 < 1.0$$

$\Rightarrow$  Los perfiles de las columnas deben ser cambiados por perfiles W18 con mayor capacidad de momento plástico

**Eje Global Z:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{zc} - P_{uc}/A_g) = 897.4885 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 7900.2 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 0.114$$

$$\Rightarrow 0.114 < 1.0$$

$\Rightarrow$  Los perfiles de las columnas deben ser cambiados por perfiles W18 con mayor capacidad de momento plástico

ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

27

		Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
<b>Columnas</b>	W18x50	101	16.6	14.7	162.96	18
	W18x50	101	16.6	14.7	215.81	18
<b>Vigas X</b>	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
<b>Vigas Z</b>	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 4669.567 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 4147.57 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.126$$

$$\Rightarrow 1.126 > 1.0$$

⇒ Cumple especificación  
columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 27 respecto al eje global Z pertenece al marco riostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

42

		Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	213.64	18
	W18x65	133	22.5	19.1	275.48	18.4
Vigas X	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
Vigas Z	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	-	17.7

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 5037.849 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 8303.917 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 0.607$$

⇒ 0.607 < 1.0

⇒ Los perfiles de las columnas deben ser cambiados por perfiles W18 con mayor capacidad de momento plástico

Como se ha observado en las revisiones realizadas, ningún nudo cumple con los requerimientos de las especificaciones citadas para ambos ejes globales. Los nudos de los primeros niveles generalmente cumplen los requerimientos descritos debido a que las columnas con mayor capacidad corresponden a estos niveles. Dado la tendencia observada, se procederá a cambiar los perfiles de las vigas a perfiles de menor peralte, como lo son los perfiles W16 y W12.

Con lo que respecta a las columnas intermedias para los ejes 2 y 3, se aumentará el perfil a utilizar debido a la amplia diferencia de los resultados obtenidos en este análisis. Se definirán los perfiles W18x76 para los primeros dos niveles; W18x60 para los niveles 3 y 4; y W18x50 para los niveles 5 y 6.

Luego de definir estos tipos de perfiles, se procede a rediseñar la estructura con el objeto de definir un perfil específico para cada descripción de viga. Se deben hacer las revisiones de desplazamientos laterales máximos de cada nivel y chequear las capacidades máximas de vigas y columnas por medio de las especificaciones sísmicas de la AISC dadas en el presente punto.

**ANÁLISIS DE EJE "C"**

ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

26

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x76	163	42.2	22.3	276.20	18.2
	W18x76	163	42.2	22.3	338.06	18.2
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 7246.117 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5516.622 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.314$$

$$\Rightarrow 1.314 > 1.0$$

$\Rightarrow$  Cumple especificación  
columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 1875.989 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2067.12 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 0.908$$

$$\Rightarrow 0.908 < 1.0$$

$\Rightarrow$  Cambiar o reforzar los perfiles W18  
para mayor capacidad de momento plástico

ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

27

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	162.50	18
	W18x50	101	16.6	14.7	215.60	18
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 4674.17 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2756.731 \text{ Kips-plg} \\ & & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 1.696 \end{aligned}$$

⇒ 1.696 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 27 respecto al eje global Z pertenece al marco riostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

**42**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x60	123	20.6	17.6	214.62	18.2
	W18x76	163	42.2	22.3	276.20	18.2
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 6777.238 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 5516.622 \text{ Kips-plg} \\ & & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 1.229 \end{aligned}$$

⇒ 1.229 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 1486.923 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2067.12 \text{ Kips-plg} \\ & & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 0.719 \end{aligned}$$

⇒ 0.719 < 1.0

⇒ Cambiar o reforzar los perfiles W18  
 para mayor capacidad de momento plástico

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

43

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	162.50	17.7
	W18x50	101	16.6	14.7	215.60	18
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 3499.516 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2756.551 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.270$$

⇒ 1.270 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

## Eje Global Z:

El nudo 43 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

58

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x60	123	20.6	17.6	153.04	18.2
	W18x60	123	20.6	17.6	214.63	18.2
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 6286.488 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5516.622 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.140$$

⇒ 1.140 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 1052.859 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2067.12 \text{ Kips-plg} \\ & & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 0.509 \end{aligned}$$

⇒ 0.509 < 1.0  
 ⇒ Cambiar o reforzar los perfiles W18 para mayor capacidad de momento plástico

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

59

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	69.24	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	114.57	17.7
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7
	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 3601.259 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2754.366 \text{ Kips-plg} \\ & & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 1.307 \end{aligned}$$

⇒ 1.307 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 59 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

74

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	91.64	18
	W18x60	123	20.6	17.6	153.04	18.2
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 6364.844 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 5516.379 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} & &= & 1.154 \end{aligned}$$

⇒ 1.154 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{zc} - P_{uc}/A_g) &= & 1056.592 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2067.12 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} & &= & 0.511 \end{aligned}$$

⇒ 0.511 < 1.0  
 ⇒ Cambiar o reforzar los perfiles W18  
 para mayor capacidad de momento plástico

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

75

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	42.01	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	69.24	17.7
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7
	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 4069.748 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2754.366 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} & &= & 1.478 \end{aligned}$$

⇒ 1.478 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 75 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

90

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	28.09	18
	W18x50	101	16.6	14.7	91.64	18
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 6449.358 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5513.462 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.170$$

$$\Rightarrow 1.170 > 1.0$$

⇒ Cumple especificación  
columna fuerte-viga débil

## Eje Global Z:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 1059.994 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2067.12 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 0.513$$

$$\Rightarrow 0.513 < 1.0$$

⇒ Cambiar o reforzar los perfiles W18  
para mayor capacidad de momento plástico

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

91

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	17.64	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	42.01	17.7
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7
	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 4402.881 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2754.366 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.599$$

$\Rightarrow 1.599 > 1.0$   
 $\Rightarrow$  Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

#### Eje Global Z:

El nudo 91 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

#### ANÁLISIS DE EJE "D"

Los nudos correspondientes al eje "D" poseen otros perfiles en las columnas, por lo que se debe proceder a hacer la revisión de la misma manera como se realizó en el eje "C".

#### ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

30

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x46	90.7	11.7	13.5	125.02	18.1
	W18x46	90.7	11.7	13.5	152.66	18.1
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	0	0	0	0	-	0

#### Eje Global X:

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 4664.835 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5515.041 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 0.846 \end{aligned}$$

$\Rightarrow 0.846 < 1.0$   
 $\Rightarrow$  Cambiar o reforzar los perfiles W18  
 para mayor capacidad de momento plástico

#### Eje Global Z:

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{zc} - P_{uc}/A_g) = 601.7483 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_z M_p + M_v) = 1033.56 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= 0.582 \end{aligned}$$

$\Rightarrow 0.582 < 1.0$   
 $\Rightarrow$  Cambiar o reforzar los perfiles W18  
 para mayor capacidad de momento plástico

Debido a que los perfiles utilizados en el diseño de las columnas no cumplen desde el primer nivel, se procede a rediseñar las mismas con perfiles W18 con mayor módulo plástico, por lo que deberán tener mayor espesor de patín o un patín más ancho.

Como resultado del rediseño se obtuvieron perfiles W18x55 para los primeros cuatro niveles; y W18x50 para los niveles 5 y 6. A continuación, las revisiones correspondientes:

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO: 30**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
<b>Columnas</b>	W18x55	112	18.5	16.2	113.35	18.1
	W18x55	112	18.5	16.2	127.30	18.1
<b>Vigas X</b>	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
<b>Vigas Z</b>	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	0	0	0	0	-	0

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 6400.247 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5515.041 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.161$$

⇒ 1.161 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{zc} - P_{uc}/A_g) = 1057.184 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 1033.56 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.023$$

⇒ 1.023 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO: 31**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
<b>Columnas</b>	W18x40	78.4	9.95	11.8	162.50	17.9
	W18x40	78.4	9.95	11.8	215.60	17.9
<b>Vigas X</b>	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
<b>Vigas Z</b>	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 3132.678 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2755.942 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.137$$

⇒ 1.137 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 31 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:****46**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	73.97	18
	W18x55	112	18.5	16.2	127.30	18.1
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	0	0	0	0	-	0

**Eje Global X:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 6279.672 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5514.92 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.139$$

⇒ 1.139 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 1034.696 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 1033.56 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.001$$

⇒ 1.001 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

47

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	44.04	17.7
	W18x40	78.4	9.95	11.8	61.99	17.9
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0	0	0	0	-	0

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 4520.198 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2755.823 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.640$$

⇒ 1.640 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

## Eje Global Z:

El nudo 47 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

62

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	54.26	18
	W18x50	101	16.6	14.7	73.97	18
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	0	0	0	0	-	0

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 6390.957 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5513.462 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.159$$

⇒ 1.159 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 1050.395 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 1033.56 \text{ Kips-plg} \\ & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= & 1.016 \end{aligned}$$

⇒ 1.016 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

**63**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	32.15	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	44.04	17.7
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7
	0	0	0	0	-	0

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 4296.094 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2754.366 \text{ Kips-plg} \\ & \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &= & 1.560 \end{aligned}$$

⇒ 1.560 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 63 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

**78**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>2</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	34.55	18
	W18x50	101	16.6	14.7	54.26	18
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 6661.809 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 5513.462 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} & &= & 1.208 \end{aligned}$$

⇒ 1.208 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{zc} - P_{uc}/A_g) &= & 1094.911 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 1033.56 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} & &= & 1.059 \end{aligned}$$

⇒ 1.059 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:**

**79**

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	20.22	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	32.15	17.7
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7
	0	0	0	0	-	0

**Eje Global X:**

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) &= & 4449.883 \text{ Kips-plg} \\ \sum M_{pb} &= \sum (1.1R_y M_p + M_v) &= & 2754.366 \text{ Kips-plg} \\ \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} & &= & 1.616 \end{aligned}$$

⇒ 1.616 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

**Eje Global Z:**

El nudo 79 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

94

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x50	101	16.6	14.7	14.90	18
	W18x50	101	16.6	14.7	34.55	18
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
Vigas Z	W12x14	17.4	1.9	4.16	-	11.9
	0	0	0	0	-	0

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 6932.248 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 5513.462 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.257$$

⇒ 1.257 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

## Eje Global Z:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{zc} - P_{uc}/A_g) = 1139.36 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 1033.56 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.102$$

⇒ 1.102 > 1.0  
 ⇒ Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

## ELEMENTOS QUE INTERSECTAN EN EL NUDO:

95

	Perfil	Z <sub>x</sub> (plg <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> (plg <sup>3</sup> )	A <sub>g</sub> (plg <sup>2</sup> )	P <sub>uc</sub> (Kips)	d (plg)
Columnas	W18x35	66.5	8.06	10.3	8.43	17.7
	W18x35	66.5	8.06	10.3	20.22	17.7
Vigas X	W16x26	44.2	5.48	7.68	-	15.7
	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00
Vigas Z	W14x22	33.2	4.39	6.49	-	13.7
	0	0	0	0	-	0

## Eje Global X:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) = 4603.053 \text{ Kips-plg}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) = 2754.366 \text{ Kips-plg}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.671$$

$\Rightarrow 1.671 > 1.0$   
 $\Rightarrow$  Cumple especificación  
 columna fuerte-viga débil

#### Eje Global Z:

El nudo 95 respecto al eje global Z pertenece al marco arriostrado excéntricamente (EBF) por lo que las especificaciones de este tipo de marcos son las que gobiernan la revisión del nudo. Tales especificaciones son revisadas según el comportamiento del acoplamiento presentado en el presente capítulo.

### MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO (SMF) ESPECIFICACIONES SÍSMICAS PARA EDIFICACIONES EN ACERO ESTRUCTURAL AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, AISC

#### REVISIÓN DE RELACIÓN DE MOMENTOS PLÁSTICOS EN CONEXIONES VIGA-COLUMNNA SEGÚN NUMERAL 9.3b

#### ESPESOR DEL PANEL EN ZONA DEL ALMA

La especificación 9.3b indica que el espesor individual del alma de las columnas debe cumplir el siguiente requerimiento:

$$t \geq (d_z + w_z)/90$$

Donde:

- $t$  = espesor del alma de la columna, en pulgadas.
- $d_z$  = altura del panel obtenida por medio de la distancia entre platinas de conexión entre columna y patines de vigas, en pulgadas.
- $w_z$  = ancho del panel obtenido por medio de la distancia entre patines de columna, en plg.

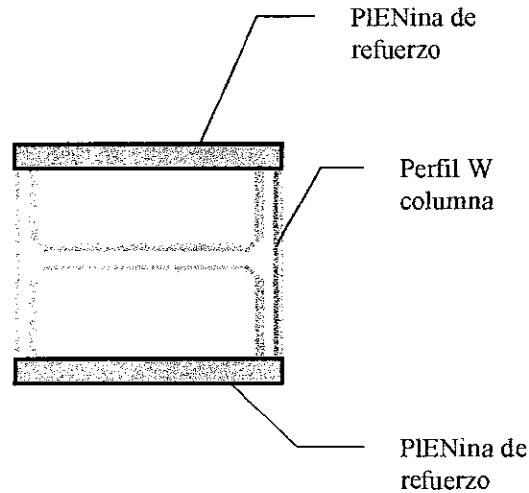
Se toma  $d_z = 15.7''$  debido a que es el peralte total del perfil W16x26 utilizado como viga en los ejes letra y conectado a las columnas de todos los niveles.

Perfil en Columna	d (plg.)	k (plg.)	$w_z$ (plg.)	$t$ (plg.)	$t_w$ (plg.)	$t > t_w$
W18x35	17.70	0.827	16.05	0.352733	0.300	No Cumple
W18x40	17.90	0.927	16.05	0.352733	0.315	No Cumple
W18x50	18.00	0.972	16.06	0.352844	0.355	Cumple
W18x55	18.10	1.030	16.04	0.352667	0.390	Cumple
W18x60	18.20	1.100	16.00	0.352222	0.415	Cumple
W18x76	18.20	1.080	16.04	0.352667	0.425	Cumple

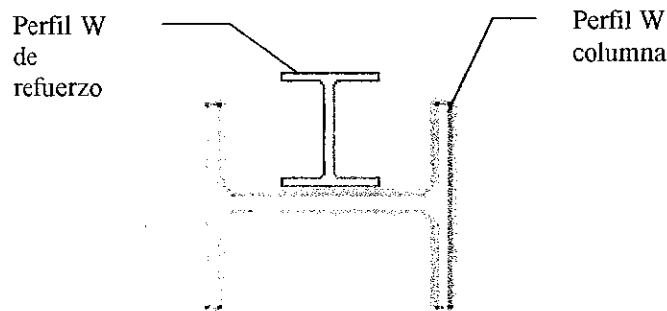
Es de suma importancia la revisión de capacidad de momento plástico en los perfiles utilizados en vigas y columnas, debido a que existe la posibilidad de que la estructura sea sometida a cargas que produzcan que el elemento desarrolle en su sección transversal su capacidad completa de carga, produciéndose de esta manera las articulaciones plásticas que, al ser sometidas a cargas mayores, provocarían que el elemento falle. Este es precisamente el criterio viga débil-columna fuerte, ya que para evitar el colapso de la estructura se debe prever en el diseño que las columnas tengan siempre mayor capacidad que las vigas para que en el caso de que las cargas aplicadas provoquen daños a la estructura, no repercutan en la estabilidad de la misma. Esta situación se presentaría en el caso de que las columnas no sean proveídas de suficiente capacidad de resistir cargas en relación con las columnas que soportan. La capacidad de resistencia de cargas es directamente proporcional a las inercias, áreas transversales, y módulo plástico de las secciones transversales de los elementos.

Como resultado de estos requerimientos aplicados al edificio analizado, se obtuvo que algunos de los perfiles mostrados en la Tabla 15 obtenidos en el diseño realizado no cumplen con los requerimientos de las especificaciones 6.2 y 9.6 de la AISC, por lo que se determinó utilizar perfiles W16 en sustitución de los W18 definidos previamente para las vigas, y aumentar los correspondientes a las columnas, a perfiles W18 de mayores dimensiones y mayor peso, tal como se explica en la página 202 luego de hacer las revisiones de los nudos de los primeros niveles. Sin embargo, se observa en los cálculos correspondientes al eje C con los nuevos perfiles definidos según se describe en la página 202, que algunos nudos no cumplen la especificación en el sentido de análisis respecto el eje global Z, al momento de calcular las sumatorias de momentos plásticos. Lo anterior se debe a que los módulos plásticos en el eje débil de los perfiles son considerablemente menores con respecto a los módulos en el eje fuerte y al compararlos con la sumatoria de los momentos de las vigas, éstas poseen una capacidad mayor, pues siempre se analizan respecto a su eje fuerte por su posición respecto al nudo analizado. En las columnas de los nudos que no presentan capacidad de momento mayor respecto al eje Z, el ingeniero estructural debe definir si

cambiar los perfiles nuevamente u optar por la opción de reforzar el eje débil de los perfiles analizados para columnas, colocando platinas a lo largo de la longitud de la columna, con lo cual se definiría una columna rectangular con mayor módulo plástico respecto a su eje débil, debido a la presencia de las platinas de refuerzo (Ver Figura 43). La colocación de otro elemento como lo pudiera ser un perfil tipo T u otro perfil W con dimensiones menores, colocado como se muestra en la Figura 44:



*Figura 43: Opción de refuerzo de columnas respecto al eje débil utilizando platinas*



*Figura 44: Opción de refuerzo de columnas respecto al eje débil utilizando perfil W*

Con lo que respecta al chequeo aplicado a los nudos del eje D presentados a partir de la página 209, se observa que los perfiles asignados cumplen la especificación tanto

para el eje X como para el eje Z, a excepción del primer nudo analizado, para cuyo caso es posible definir alguno de los tipos de refuerzo presentado en las Figuras 43 y 44 debido a que se trata solamente de un caso dentro del eje completo. No vale la pena desde el punto de vista económico cambiar el perfil de columna para los primeros dos niveles en los ejes A y D correspondientes a los ejes número 2 y 3 por la relación revisada, aunque este hecho debe ser definido por el ingeniero estructural, según el criterio aplicado.

#### Especificaciones del Numeral 9.3b:

Estas especificaciones rigen el espesor del alma de la columna ubicado dentro del área específica donde se intersectan la viga con la columna, es decir, el tramo del alma de la columna que se encuentra dentro del peralte de la viga que soporta. Los requerimientos de este numeral son descritos en la página 216 e incluyen las dimensiones de todos los perfiles aprobados en el diseño que trabajarán como columnas.

Los resultados muestran que todos espesores de alma de los perfiles de columna utilizados en el edificio cumplen el espesor requerido, a excepción de los perfiles W18x35 y W18x40, los cuales presentan una diferencia que no excede 1/16 de pulgada, con el espesor requerido por estas especificaciones. Conservadoramente, se debe colocar una platina de dimensiones 16"x15½"x1/16" soldada en uno de los lados del alma de la columna de los perfiles mencionados.

Debido a los cambios suscitados en el diseño de la estructura del edificio, se lista a continuación los elementos tanto de vigas, como de columnas que tienen variación con respecto a los previamente listados en la Tabla 15. Debe hacerse notar que solamente los perfiles que fueron cambiados se presentarán en la siguiente tabla, pues se dan por aprobados el resto de perfiles diseñados y presentados en la Tabla 15.

*Tabla 22: Listado de perfiles rediseñados según revisión de momentos plásticos de las especificaciones AISC*

ELEMENTO No.	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
25	COL2	W 18x55
26	COL2	W 18x55
27	COL6	W 18x50
28	COL6	W 18x50
29	COL10	W 18x50
30	COL10	W 18x50
31	COL4	W 18x76
32	COL4	W 18x76
33	COL8	W 18x60
34	COL8	W 18x60
35	COL12	W 18x50
36	COL12	W 18x50
37	COL4	W 18x76
38	COL4	W 18x76
39	COL8	W 18x60
40	COL8	W 18x60
41	COL12	W 18x50
42	COL12	W 18x50
43	COL2	W 18x55
44	COL2	W 18x55
45	COL6	W 18x50
46	COL6	W 18x50
47	COL10	W 18x50
48	COL10	W 18x50
49	COL2	W 18x55
50	COL2	W 18x55
51	COL6	W 18x50
52	COL6	W 18x50
53	COL10	W 18x50
54	COL10	W 18x50
55	COL4	W 18x76
56	COL4	W 18x76
57	COL8	W 18x60
58	COL8	W 18x60
59	COL12	W 18x50
60	COL12	W 18x50
61	COL4	W 18x76
62	COL4	W 18x76
63	COL8	W 18x60
64	COL8	W 18x60
65	COL12	W 18x50
66	COL12	W 18x50
67	COL2	W 18x55
68	COL2	W 18x55
69	COL6	W 18x50

Continuación /Tabla 22: Listado de perfiles rediseñados según revisión  
de momentos plásticos de las especificaciones AISC

ELEMENTO No.	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
70	COL6	W 18x50
71	COL10	W 18x50
72	COL10	W 18x50
97	VIGA1	W 16x26
98	VIGA1	W 16x26
99	VIGA1	W 16x26
100	VIGA1	W 16x26
101	VIGA1	W 16x26
102	VIGA1	W 16x26
103	VIGA3	W 16x26
104	VIGA3	W 16x26
105	VIGA3	W 16x26
106	VIGA3	W 16x26
107	VIGA3	W 16x26
108	VIGA3	W 16x26
109	VIGA5	W 16x26
110	VIGA5	W 16x26
111	VIGA5	W 16x26
112	VIGA5	W 16x26
113	VIGA5	W 16x26
114	VIGA5	W 16x26
115	VIGA1	W 16x26
116	VIGA2	W 16x26
117	VIGA1	W 16x26
118	VIGA1	W 16x26
119	VIGA2	W 16x26
120	VIGA1	W 16x26
121	VIGA3	W 16x26
122	VIGA4	W 16x26
123	VIGA3	W 16x26
124	VIGA3	W 16x26
125	VIGA4	W 16x26
126	VIGA3	W 16x26
127	VIGA5	W 16x26
128	VIGA6	W 16x26
129	VIGA5	W 16x26
130	VIGA5	W 16x26
131	VIGA6	W 16x26
132	VIGA5	W 16x26
133	VIGA1	W 16x26
134	VIGA2	W 16x26
135	VIGA1	W 16x26
136	VIGA1	W 16x26
137	VIGA2	W 16x26
138	VIGA1	W 16x26

*Continuación /Tabla 22: Listado de perfiles rediseñados según revisión  
de momentos plásticos de las especificaciones AISC*

ELEMENTO No.	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
139	VIGA3	W 16x26
140	VIGA4	W 16x26
141	VIGA3	W 16x26
142	VIGA3	W 16x26
143	VIGA4	W 16x26
144	VIGA3	W 16x26
145	VIGA5	W 16x26
146	VIGA6	W 16x26
147	VIGA5	W 16x26
148	VIGA5	W 16x26
149	VIGA6	W 16x26
150	VIGA5	W 16x26
151	VIGA1	W 16x26
152	VIGA1	W 16x26
153	VIGA1	W 16x26
154	VIGA1	W 16x26
155	VIGA1	W 16x26
156	VIGA1	W 16x26
157	VIGA3	W 16x26
158	VIGA3	W 16x26
159	VIGA3	W 16x26
160	VIGA3	W 16x26
161	VIGA3	W 16x26
162	VIGA3	W 16x26
163	VIGA5	W 16x26
164	VIGA5	W 16x26
165	VIGA5	W 16x26
166	VIGA5	W 16x26
167	VIGA5	W 16x26
168	VIGA5	W 16x26
187	VIGA8	W 12x14
188	VIGA8	W 12x14
189	VIGA8	W 12x14
190	VIGA8	W 12x14
191	VIGA8	W 12x14
192	VIGA8	W 12x14
193	VIGA10	W 12x14
194	VIGA10	W 12x14
195	VIGA10	W 12x14
196	VIGA10	W 12x14
197	VIGA10	W 12x14
198	VIGA10	W 12x14
199	VIGA12	W 12x14
200	VIGA12	W 12x14
201	VIGA12	W 12x14

*Continuación /Tabla 22: Listado de perfiles rediseñados según revisión  
de momentos plásticos de las especificaciones AISC*

ELEMENTO No.	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
202	VIGA12	W 12x14
203	VIGA12	W 12x14
204	VIGA8	W 12x14
205	VIGA8	W 12x14
206	VIGA8	W 12x14
207	VIGA8	W 12x14
208	VIGA8	W 12x14
209	VIGA8	W 12x14
210	VIGA10	W 12x14
211	VIGA10	W 12x14
212	VIGA10	W 12x14
213	VIGA10	W 12x14
214	VIGA10	W 12x14
215	VIGA10	W 12x14
216	VIGA12	W 12x14
217	VIGA12	W 12x14
218	VIGA12	W 12x14
219	VIGA12	W 12x14
220	VIGA12	W 12x14
237	VIGA12	W 12x14
238	VIGA12	W 12x14
239	VIGA1	W 16x26
240	VIGA3	W 16x26
241	VIGA5	W 16x26
242	VIGA1	W 16x26
243	VIGA3	W 16x26
244	VIGA5	W 16x26
245	VIGA2	W 16x26
246	VIGA4	W 16x26
247	VIGA6	W 16x26
248	VIGA2	W 16x26
249	VIGA4	W 16x26
250	VIGA6	W 16x26
257	VIGA6	W 16x26
258	VIGA5	W 16x26
259	VIGA5	W 16x26
260	VIGA6	W 16x26
261	VIGA3	W 16x26
262	VIGA4	W 16x26
263	VIGA3	W 16x26
264	VIGA4	W 16x26
265	VIGA1	W 16x26
266	VIGA2	W 16x26
267	VIGA1	W 16x26
268	VIGA2	W 16x26

*Continuación /Tabla 22: Listado de perfiles rediseñados según revisión de momentos plásticos de las especificaciones AISC*

ELEMENTO No.	DESCRIPCIÓN ASIGNADA	PERFIL DISEÑADO
275	VIGA8	W 12x14
276	VIGA8	W 12x14
277	VIGA10	W 12x14
278	VIGA10	W 12x14
279	VIGA12	W 12x14
280	VIGA12	W 12x14
293	VIGA5	W 16x26

Por el cumplimiento de todas las especificaciones mencionadas en el presente capítulo, se considera el diseño mostrado en las Tablas 15 y 22 como el diseño aprobado del edificio, definiendo los perfiles listados como los perfiles a utilizar para la edificación de la estructura, ensamblándola según la definición geométrica mostrada en el punto A del presente capítulo.

Se procede, entonces, al diseño de las conexiones que unirán los perfiles seleccionados concluyendo de esta forma el proceso de diseño de la estructura del edificio.

## H. DISEÑO DE CONEXIONES

### 1. TIPO DE CONEXIÓN A UTILIZAR EN EL EDIFICIO

Con el objeto de describir las especificaciones del Manual LRFD aplicadas a las conexiones, es necesario definir primeramente el tipo de conexiones, es decir, seleccionar según el comportamiento de la estructura si las conexiones serán de tipo fricción o tipo aplastamiento, en lo que respecta a conexiones pernadas. Las conexiones tipo fricción se requieren cuando las cargas de servicio ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga, es decir, cuando los miembros están sometidos a cargas constantemente variables. Se debe cumplir que las resistencias de diseño por fricción deben ser iguales o mayores que las fuerzas calculadas de servicio por fricción y las resistencias de diseño en conexiones tipo aplastamiento deben ser iguales o mayores que las fuerzas factorizadas.

Debido a las condiciones de carga a las que será sometida la edificación de seis niveles, en la cual no se presentarán cargas de fatiga con ciclos considerables, se diseñarán las conexiones pernadas tipo aplastamiento, cumpliendo las especificaciones que para este tipo de conexiones están establecidas en el Manual LRFD. En lo que se refiere a la utilización de soldadura, será aplicada solamente en las uniones de los elementos de conexión, como las platinas que unen la columna con los patines de las vigas. Debido a la posición en la que se colocarán estos elementos, y considerando los esfuerzos a los que serán sometidos individualmente, se define que las soldaduras estarán sometidas principalmente a esfuerzos cortantes –para el caso de uniones de alma de vigas– y esfuerzos de tensión, para el caso de uniones de patines de vigas.

A continuación se presentan los resultados representativos obtenidos en el diseño de las conexiones, así como una descripción de las variables y dimensiones de elementos conectores tales como pernos, platinas y especificaciones de soldadura utilizados en el proceso de diseño.

## 2. RESULTADOS DE LAS CONEXIONES DISEÑADAS

### Conexiones W16X26

#### Geometría

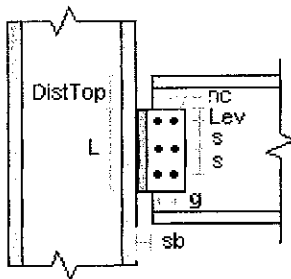
Norma de diseño AISC-LRFD

Nombre de la conexión: BOLT\_COMB\_4\_4\_3/4

Familia de la conexión: Viga - Ala de Columna

---

#### Corte - Angular(es)



Para el caso de pernos, se considera la deformación alrededor de los orificios  
Se considera perfiles con bordes cortados

#### DATOS:

##### Datos del soporte

Sección : W 18x35  
Material : Steel A36

---

##### Datos de la viga

Sección : W 16x26  
Material : Steel A36  
sb = 0.50 [in] (holgura de extremo de viga)  
DistTop = 2.09 [in] (distancia del tope de la viga)

---

##### Datos del(os) angular(es)

##### Angular doble con el lado corto sobre la viga

L = 11.50 [in] (longitud)  
Clrce = 0.12 [in] (espacio libre entre angulares)  
Material : A36  
Sección : L 3x3x1\_2

##### Unión viga-angular

##### Pernos

nc = 1 (número de columnas)  
nr = 4 (número de filas)  
s = 3.00 [in] (separación longitudinal/vertical)  
Perno : 3/4" A325 N

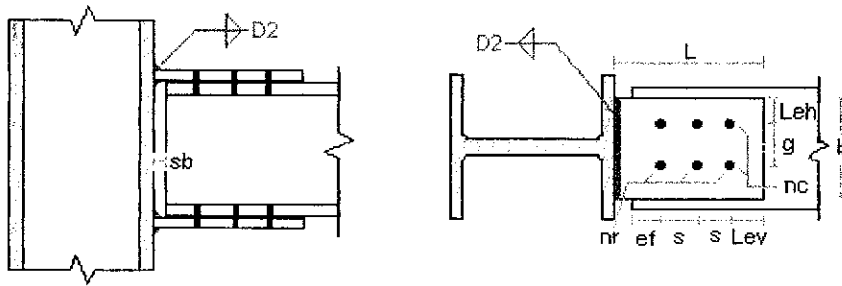
##### Unión soporte-angular

##### Grupo de soldadura

Soldadura : E70XX  
D = 3.00 [1/16 in] (tamaño de soldadura)

---

## Momento - Alas con placas



Para el caso de pernos, se considera la deformación alrededor de los orificios  
Se considera elementos con bordes cortados

### Datos de la columna

Sección : W 18x35  
Material : Steel/A36

### Unión columna-placa

Soldadura : E70XX  
D = 2.00 [1/16 in] (tamaño de soldadura)

### Datos de la viga

Sección : W 16x26  
Material : Steel/A36  
sb = 0.50 [in] (holgura de extremo de viga)

### Datos de la placa superior

L = 10.00 [in] (longitud)  
b = 6.00 [in] (ancho)  
tp = 0.25 [in] (espesor)  
Material : A36

### Pernos

nc = 2 (número de columnas)  
nr = 4 (número de filas)  
s = 2.00 [in] (separación longitudinal/vertical)  
g = 3.00 [in] (separación transversal/horizontal)  
Perno : 3/4" A325 N  
Lev = 1.50 [in] (distancia vertical al borde)  
Leh = 1.50 [in] (distancia horizontal al borde)

### Datos de la placa inferior

L = 10.00 [in] (longitud)  
b = 6.00 [in] (ancho)  
tp = 0.25 [in] (espesor)  
Material : A36

### Pernos

nc = 2 (número de columnas)  
nr = 4 (número de filas)  
s = 2.00 [in] (separación longitudinal/vertical)  
g = 3.00 [in] (separación transversal/horizontal)  
Perno : 3/4" A325 N  
Lev = 1.50 [in] (distancia vertical al borde)  
Leh = 1.50 [in] (distancia horizontal al borde)

### Rigidizantes

Ninguno

## Resultados

Norma de diseño AISC-LRFD

Nombre de la conexión: BOLT\_COMB\_4\_4\_3/4

Familia de la conexión: Viga - Ala de Columna

ID de la conexión:

### Corte - Angular(es)

CARGAS:

Estado	V2 [Kip]
	9.26

CAPACIDADES POR ESTADO DE CARGA:

Estado de carga :

Descripción Condición	Valor	Valor min	Valor max
<b>Cargas actuantes</b>			
V: Corte requerido	9.26 [Kip]	--	--
<b>Dimensiones</b>			
Longitud del angular	11.50 [in]	6.78	13.57
Espesor del angular	0.50 [in]	--	0.63
<b>Unión viga-angular</b>			
Separación vertical entre pernos	3.00 [in]	2.00	--
Distancia vertical al borde del angular	1.25 [in]	1.25	--
Distancia horizontal al borde del angular	1.25 [in]	1.25	--
Distancia horizontal al borde de la viga	1.25 [in]	1.25	--
<b>Unión soporte-angular</b>			
Tamaño de soldadura	3.00 [1/16 in]	3.00	7.00
Espesor de soporte	0.43 [in]	0.21	--

Capacidades Condición	Valor	Solicitud	
<b>Capacidad de la unión viga-angular</b>			
Corte de los pernos	127.23 [Kip]	9.26	Bien
Aplastamiento de pernos en el angular	313.20 [Kip]	9.26	Bien
Corte en fluencia del angular	223.56 [Kip]	9.26	Bien
Corte a rotura del angular	208.80 [Kip]	9.26	Bien
Bloque de corte en el angular	221.34 [Kip]	9.26	Bien
<b>Capacidad de la viga</b>			
Aplastamiento de pernos en la viga	78.30 [Kip]	9.26	Bien
Corte en fluencia	76.25 [Kip]	9.26	Bien
Corte a rotura	79.54 [Kip]	9.26	Bien
<b>Capacidad de la unión soporte-angular</b>			
Resistencia de la soldadura en el soporte	86.62 [Kip]	9.26	Bien
Corte en fluencia del angular	223.56 [Kip]	9.26	Bien
Relación de resistencia	0.12		

## Momento - Alas con placas

### CARGAS:

Estado	M33 [Kip*ft]	Axial [Kip]	Col V2 [Kip]	Col Axial [Kip]
	-29.19	0.00	2.46	-20.02

### CAPACIDADES POR ESTADO DE CARGA:

Estado de carga :

Descripción Condición	Valor	Valor min	Valor max	
<b>Dimensiones</b>				
La conexión es compatible con los miembros				Bien
Separación longitudinal entre pernos	2.00 [in]	2.00	--	
Separación transversal entre pernos	3.00 [in]	2.00	--	
Distancia longitudinal al borde de la placa	1.50 [in]	1.25	--	
Distancia transversal al borde de la placa	1.50 [in]	1.25	--	
Distancia longitudinal al borde de la viga	2.00 [in]	1.25	--	
Distancia transversal al borde de la viga	1.25 [in]	1.25	--	
<b>Cargas actuantes</b>				
M: Momento requerido	-29.19 [Kip*ft]	--	--	
Fuerza axial en el ala superior	22.83 [Kip]	--	--	
Fuerza axial en el ala inferior	-22.83 [Kip]	--	--	
<b>Capacidades</b>				
Descripción Condición	Valor	Solicitud		
Resistencia a flexión de la viga	111.55 [Kip*ft]	-29.19		Bien
Corte de los pernos	127.23 [Kip]	22.83		Bien
Aplastamiento de pernos en la placa	138.66 [Kip]	22.83		Bien
Aplastamiento de pernos en el ala de la viga	200.35 [Kip]	22.83		Bien
Tensión en fluencia de la placa superior	48.60 [Kip]	22.83		Bien
Tensión en rotura de la placa superior	46.22 [Kip]	22.83		Bien
Bloque de corte en la placa superior	35.26 [Kip]	22.83		Bien
Soldadura de la placa superior a la columna	33.41 [Kip]	22.83		Bien
Compresión de la placa inferior	44.69 [Kip]	22.83		Bien
Soldadura de la placa inferior a la columna	33.41 [Kip]	22.83		Bien
Bloque de corte en la viga	112.21 [Kip]	22.83		Bien
<b>Capacidad por rigidez de la columna</b>				
Fuerza axial en la placa superior	22.08 [Kip]	--	--	
Fuerza axial en la placa inferior	-22.08 [Kip]	--	--	
Flexión local de las alas	36.58 [Kip]	22.08		Bien
Fluencia local del alma	66.15 [Kip]	22.08		Bien
Aplastamiento del alma	68.35 [Kip]	0.00		Bien
Corte del alma	103.23 [Kip]	19.62		Bien
Relación de resistencia	0.68			

## Conexiones W14x22

### Geometría

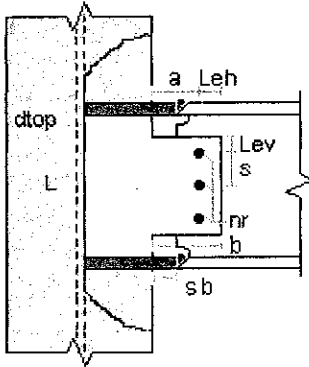
Norma de diseño AISC-LRFD

Nombre de la conexión: BOLT\_WEB\_4\_3\_3/4

Familia de la conexión: Viga - Alma de Columna

ID de la conexión:

### Corte - Placa simple



Para el caso de pernos, se considera la deformación alrededor de los orificios

Se considera elementos con bordes cortados

Unión de corte actuando en combinación con otra unión de momento

#### DATOS:

##### Datos de la columna

Sección : W 18x35  
Material : Steel A36

Se considera flexible a la columna

##### Datos de la viga

Sección : W 14x22  
Material : Steel A36  
sb = 0.50 [in] (holgura de extremo de viga)

##### Datos de la placa

L = 10.00 [in] (longitud)  
b = 5.00 [in] (ancho)  
tp = 0.25 [in] (espesor)  
Material : A36

##### Unión placa-viga

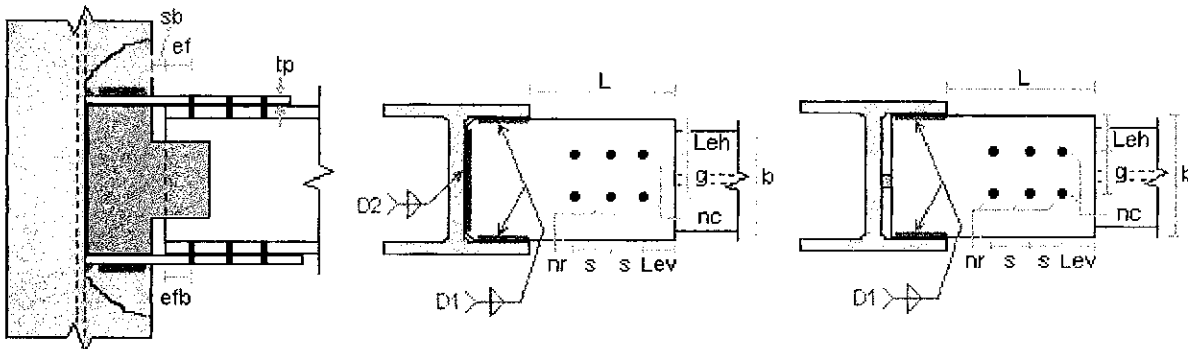
###### Pernos

nc = 1 (número de columnas)  
nr = 3 (número de filas)  
s = 3.00 [in] (separación longitudinal/vertical)  
Perno : 3/4" A325 N  
Lev = 2.00 [in] (distancia vertical al borde)  
Leh = 2.00 [in] (distancia horizontal al borde)  
dtop = 1.87 [in] (distancia del tope de la viga)  
a = 3.00 [in] (distancia entre la línea de pernos y de soldadura)

##### Unión placa-columna

Soldadura : E70XX  
D = 4.00 [1/16 in] (tamaño de soldadura)

## Momento - Alas con placas



Para el caso de pernos, se considera la deformación alrededor de los orificios  
Se considera elementos con bordes cortados

### DATOS:

#### Datos de la columna

Sección : W 18x35  
Material : Steel/A36

#### Unión a ala de columna (D1)

Soldadura : E70XX  
D = 2.00 [1/16 in] (tamaño de soldadura)

#### Unión a alma de columna (D2)

Soldadura : E70XX  
D = 2.00 [1/16 in] (tamaño de soldadura)

#### Datos de la viga

Sección : W 14x22  
Material : Steel/A36  
sb = 0.50 [in] (holgura de extremo de viga)

#### Datos de la placa superior

##### Pernos

nc = 2 (número de columnas)  
nr = 4 (número de filas)  
s = 2.00 [in] (separación longitudinal/vertical)  
g = 2.00 [in] (separación transversal/horizontal)  
Perno : 3/4" A325 N  
Lev = 1.50 [in] (distancia vertical al borde)  
Leh = 1.50 [in] (distancia horizontal al borde)

#### Datos de la placa inferior

L = 10.00 [in] (longitud)  
b = 5.00 [in] (ancho)  
tp = 0.25 [in] (espesor)  
Material : A36

##### Pernos

nc = 2 (número de columnas)  
nr = 4 (número de filas)  
s = 2.00 [in] (separación longitudinal/vertical)  
g = 2.00 [in] (separación transversal/horizontal)  
Perno : 3/4" A325 N  
Lev = 1.50 [in] (distancia vertical al borde)  
Leh = 1.50 [in] (distancia horizontal al borde)

#### Rigidizantes

Ninguno

## Resultados

Norma de diseño AISC-LRFD

Nombre de la conexión: BOLT\_WEB\_4\_3\_3/4

Familia de la conexión: Viga - Alma de Columna

---

### Corte - Placa simple

CARGAS:

Estado	V2 [Kip]
	0.60

---

CAPACIDADES POR ESTADO DE CARGA:

Estado de carga :

Descripción Condición	Valor	Valor min	Valor max
<b>Cargas actuantes</b>			
V: Corte requerido	0.60 [Kip]	--	--
<b>Dimensiones</b>			
La conexión es compatible con los miembros			Bien
Distancia vertical al borde	2.00 [in]	1.25	--
Distancia horizontal al borde	2.00 [in]	1.25	--
Tamaño de soldadura	4.00 [1/16 in]	3.00	--
<b>Capacidades</b>	<b>Valor</b>	<b>Solicitud</b>	
<b>Condición</b>			
<b>Capacidad de la placa</b>			
Corte de los pernos	28.40 [Kip]	0.60	Bien
Aplastamiento de pernos	34.96 [Kip]	0.60	Bien
Corte en fluencia	48.60 [Kip]	0.60	Bien
Corte a rotura	48.12 [Kip]	0.60	Bien
Bloque de corte	51.43 [Kip]	0.60	Bien
Corte por flexión en la línea de pernos (fluencia)	46.15 [Kip]	0.00	Bien
Corte por flexión en la línea de pernos (rotura)	50.25 [Kip]	0.00	Bien
<b>Capacidad de la viga</b>			
Aplastamiento de pernos	32.16 [Kip]	0.60	Bien
Corte en fluencia	61.43 [Kip]	0.60	Bien
Corte a rotura	66.72 [Kip]	0.60	Bien
<b>Capacidad del soporte</b>			
Resistencia de la soldadura	142.89 [Kip]	0.60	Bien
Relación de resistencia	0.02		Bien

---

### Momento - Alas con placas

CARGAS:

Estado	M33 [Kip*ft]	Axial [Kip]
	4.61	0.00

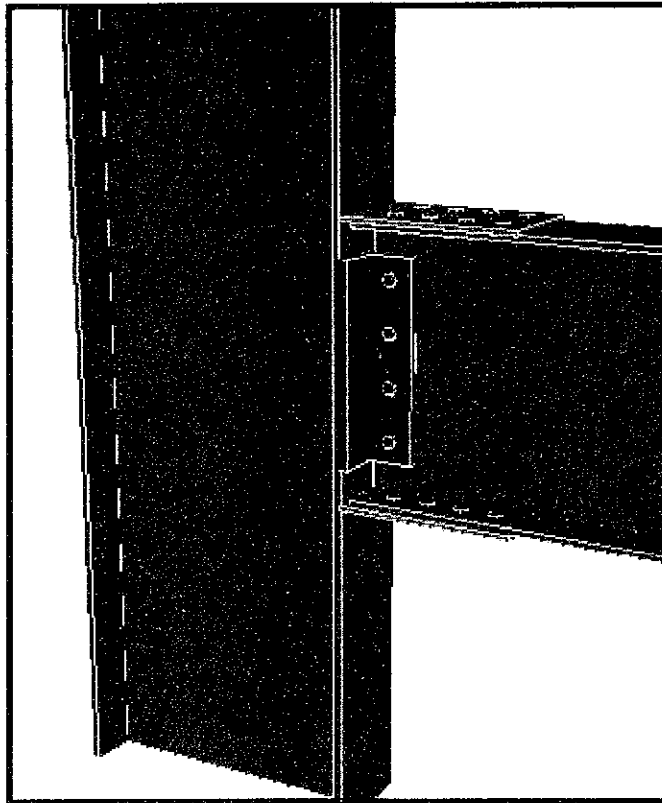
---

**CAPACIDADES POR ESTADO DE CARGA:**

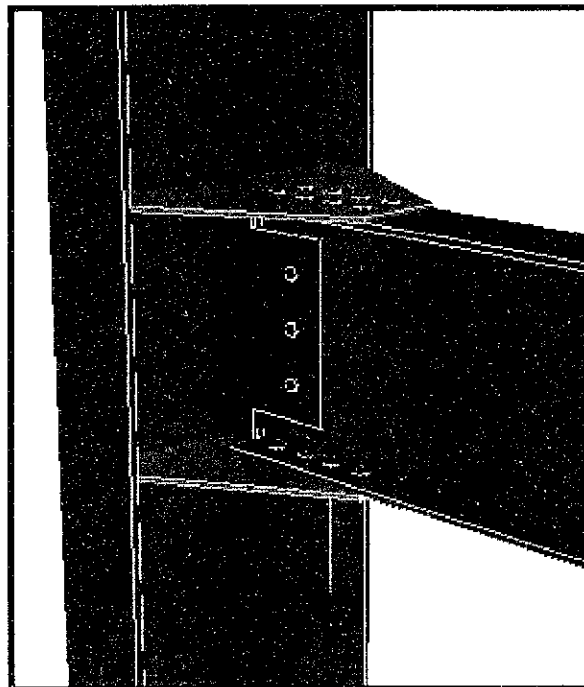
Estado de carga :

Descripción Condición	Valor	Valor min	Valor max
<b>Dimensiones</b>			
Separación longitudinal entre pernos	2.00 [in]	2.00	--
Separación transversal entre pernos	2.00 [in]	2.00	--
Distancia longitudinal al borde de la placa	1.50 [in]	1.25	--
Distancia transversal al borde de la placa	1.50 [in]	1.25	--
Distancia longitudinal al borde de la viga	2.00 [in]	1.25	--
Distancia transversal al borde de la viga	1.50 [in]	1.25	--
<b>Cargas actuantes</b>			
M: Momento requerido	4.61 [Kip*ft]	--	--
Fuerza axial en el ala superior	-4.13 [Kip]	--	--
Fuerza axial en el ala inferior	4.13 [Kip]	--	--
<b>Capacidades</b>			
Descripción Condición	Valor	Solicitud	
Resistencia a flexión de la viga	80.61 [Kip*ft]	4.61	Bien
Corte de los pernos	127.23 [Kip]	4.13	Bien
Aplastamiento de pernos en la placa	138.66 [Kip]	4.13	Bien
Aplastamiento de pernos en el ala de la viga	194.54 [Kip]	4.13	Bien
Compresión de la placa superior	97.00 [Kip]	4.13	Bien
Soldadura de la placa superior a la columna	25.06 [Kip]	4.13	Bien
Corte de la placa superior en la soldadura del ala de la columna	21.87 [Kip]	4.13	Bien
Tensión en fluencia de la placa inferior	54.90 [Kip]	4.13	Bien
Tensión en rotura de la placa inferior	54.67 [Kip]	4.13	Bien
Bloque de corte en la placa inferior	27.37 [Kip]	4.13	Bien
Soldadura de la placa inferior al alma de la columna	25.06 [Kip]	4.13	Bien
Corte de la placa inferior en la soldadura del ala de la columna	21.87 [Kip]	4.13	Bien
Bloque de corte en la viga	113.48 [Kip]	4.13	Bien
Relación de resistencia	0.19		

### 3. ESQUEMAS ILUSTRATIVOS DE CONEXIONES



*Figura 45: Conexión de viga W16x26 a patines de columna*



*Figura 46: Conexión de viga W14x22 a almas de columna*

## VI. CONCLUSIONES

1. La regularidad del edificio tanto en planta como en elevación son factores determinantes para la interrelación de los coeficientes de acople entre los modos de la estructura.
2. El método de Completación Cuadrática Completa (CQC) considera los productos cruzados entre los cortantes de cada modo, proporcionando valores de corte basal combinado mayores a los obtenidos por los métodos de Raíz Cuadrada de Suma de Cuadrados (SRSS).
3. El método de Semisuma para superposición modal recomendado en las normas AGIES proporciona un valor de corte basal combinado mayor al obtenido por el método SRSS, debido a que el primero incluye en su fórmula, además del valor determinado por SRSS, el valor promedio de la sumatoria de todos los valores de corte.
4. Los resultados obtenidos para el corte basal, dados por el método CQC y SRSS, son muy similares para el caso de estructuras simétricas de edificios que poseen además, regularidad en planta.
5. La revisión del cumplimiento de las especificaciones sísmicas dadas por la AISC para marcos especiales resistentes a momento definió la selección final de los perfiles de las columnas y vigas de la estructura, haciendo cumplir el criterio viga débil – columna fuerte, para la previsión del colapso de estructuras bajo la acción de cargas sísmicas.
6. Los perfiles de las columnas ubicadas en el eje C y ejes número 2 y 3 deben ser reforzados respecto a su eje local débil, por medio de la utilización de platinas o por medio de otro perfil estructural.
7. Todos los espesores de alma de las columnas cumplen con la especificación del Numeral 9.3b de los requerimientos sísmicos de la AISC, a excepción de los perfiles W18x35 y W18x40, a los cuales se le debe reforzar con una platina de espesor 1/16" en el área de intersección con las vigas que soportan.

## VII. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda ampliamente el método LRFD de diseño de estructuras de acero debido a la efectiva interacción que presenta entre sus factores de carga y resistencia, y a su adecuada respuesta ante cargas sísmicas.
2. Desde la etapa de definición geométrica de la estructura, se debe proveer a las vigas un adecuado soporte lateral, con el objeto de obtener perfiles más eficientes en lo que a su capacidad de alcanzar momento plástico se refiere.
3. Evaluar luego del análisis sísmico la cercanía de las frecuencias modales que actúan sobre el mismo eje global, con el objeto de determinar el método de superposición modal más adecuado a aplicar al momento de combinar las respuestas basales de la estructura.
4. Si la estructura a diseñarse se construyese en una región de alta sismicidad, se recomienda definir conexiones totalmente restringidas, con el objeto de modelar en el diseño la adecuada transmisión de esfuerzos en los nudos de los marcos de la estructura.

## VIII. BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction. 1993. *Load and Resistance Factor Design Specification EN Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois. 276 págs.
- American Institute of Steel Construction. 2001. *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design*. Third Edition. Volume 1 & 2.
- American Institute of Steel Construction. 1996. *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design*. Second Edition.
- American Institute of Steel Construction. 1986. *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design*. First Edition.
- American Institute of Steel Construction. 2000. *Seismic Provisions EN Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois. 146 págs.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. 1996. *Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala*.
- American Society of Civil Engineers. 1987. *Dynamics of Structures*. New York. 880 págs.
- Bazán, Enrique; Meli, Roberto. 1998. *Diseño Sísmico de Edificios*. Editorial Limusa. México, D.F. 317 págs.
- Galambos, Theodore; Lin, F. y Johnston, Bruce. 1996. *Basic Steel Design with LRFD*. Prentice Hall. New Jersey. 320 págs.
- Galambos, Theodore; Lin, F. y Johnston, Bruce. 1999. *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. Prentice Hall. México. 336 págs.
- McCormac, Jack. 1996. *Diseño de Estructuras Metálicas*. 4ª ed. Editorial Alfaomega. México, D.F. 741 págs.
- Rosenblueth, Emilio. 1980. *Design of Earthquake Resistant Structures*. Editorial John Wiley & Sons. New York. 294 págs.
- Salmon, Charles; Johnson, John. 1996. *Steel Structures Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. 4<sup>th</sup> Edition. Prentice Hall. New Jersey. 1024 págs.