

# Reglamento INPRES-CIRSOC 103

Ministerio de Planificación Federal,  
Inversión Pública y Servicios  
Secretaría de Obras Públicas de la Nación



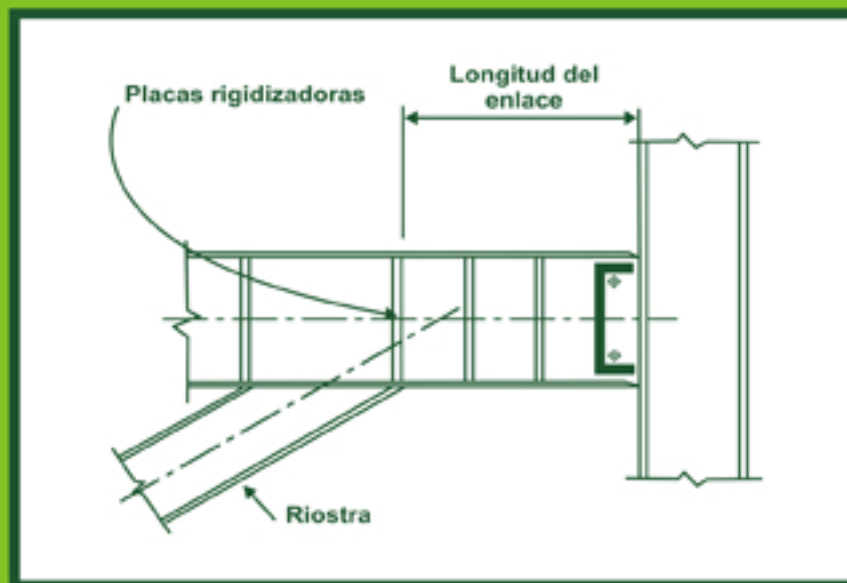
## INTI

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



## CIRSOC

Centro de Investigación de los  
Reglamentos Nacionales de  
Seguridad para las Obras Civiles



# *REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES*

## *Parte IV CONSTRUCCIONES DE ACERO*

Julio 2005

***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA CONSTRUCCIONES  
SISMORRESISTENTES***

***PARTE IV  
CONSTRUCCIONES  
DE ACERO***

***EDICIÓN JULIO 2005***

# INPRES

Roger Balet N° 47 Norte  
(5400) San Juan  
Tel. (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX  
FAX: (54 264) 4234463  
e-mail: giuliano@inpres.gov.ar

Internet: [www.inpres.gov.ar](http://www.inpres.gov.ar)

**DIRECTOR NACIONAL:**  
**ING. ALEJANDRO P. GIULIANO**

**SUBDIRECTOR NACIONAL:**  
**ING. MARIO BUFALIZA**

# INTI CIRSOC

Balcarce 186 - 1° piso Of. 138  
(C1064AAD) Buenos Aires  
Tel.: (54 11) 4349-8520 - 8524  
Fax: (54 11) 4349-8520 - 8524  
e-mail: [cirsoc@mecon.gov.ar](mailto:cirsoc@mecon.gov.ar)  
[cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)

**DIRECTOR TÉCNICO:**  
**ING. MARTA S. PARMIGIANI**

© 2008

Editado por INTI  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL  
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados.  
Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.  
Printed in Argentina.



## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Secretaría de Obras Públicas de la Nación  
Subsecretaría de Vivienda de la Nación  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón  
Asociación Argentina de Hormigón Estructural  
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado  
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón  
Asociación de Ingenieros Estructurales  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Telefónica de Argentina  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Central de Arquitectos  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

*Este Reglamento fue elaborado en el  
INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA-INPRES*

*ASESOR QUE INTERVINO EN LA REDACCIÓN DEL*

***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA CONSTRUCCIONES  
SISMORRESISTENTES***

***INPRES-CIRSOC 103***

***PARTE IV***

***Ing. Alejandro P. Giuliano***

## **Agradecimientos**

*Se agradece la valiosa colaboración del Sr. Hugo F. Pontoriero y del Sr. Oscar S. Escudero pertenecientes al **INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA**, por la edición del presente documento.*

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1. GENERALIDADES</b>	<b>1</b>
1.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
<b>CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA Y GLOSARIO</b>	<b>3</b>
2.1. SIMBOLOGÍA	3
2.2. GLOSARIO	7
<b>CAPÍTULO 3. REQUERIMIENTOS GENERALES</b>	<b>11</b>
3.1. CALIDAD DE LOS MATERIALES	11
3.2. TENSIÓN DE FLUENCIA ESPERADA	11
3.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN POR IMPACTO CHARPY	12
3.4. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES	12
<b>CAPÍTULO 4. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO</b>	<b>15</b>
4.1. INTRODUCCIÓN	15
4.2. ACCIÓN SÍSMICA HORIZONTAL	15
4.3. ACCIÓN SÍSMICA VERTICAL	15
4.4. FACTOR DE REDUCCIÓN	15
<b>CAPÍTULO 5. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS</b>	<b>17</b>
5.1. INTRODUCCIÓN	17
5.2. EFECTOS PROVOCADOS POR LAS ACCIONES SÍSMICAS	17
5.2.1. Componente horizontal del efecto sísmico	17
5.2.2. Componente vertical del efecto sísmico	17
5.3. SIMULTANEIDAD DE EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS HORIZON- TALES	18
5.4. COMBINACIONES ESPECIALES DE ESTADOS DE CARGA	18
5.5. RESISTENCIA NOMINAL	19
<b>CAPÍTULO 6. DEFORMACIONES</b>	<b>21</b>
<b>CAPÍTULO 7. UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN</b>	<b>23</b>

7.1. LÍMITES DE APLICACIÓN	23
7.2. JUNTAS ABULONADAS	23
7.3. JUNTAS SOLDADAS	23
7.4. OTRAS UNIONES	24
<b>CAPÍTULO 8. COLUMNAS</b>	<b>25</b>
8.1. LÍMITES DE APLICACIÓN	25
8.2. RESISTENCIA	25
8.3. EMPALMES	25
<b>CAPÍTULO 9. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES</b>	<b>27</b>
9.1. INTRODUCCIÓN	27
9.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES	27
9.3. PANEL NODAL	28
9.3.1. Introducción	28
9.3.2. Resistencia al corte	28
9.3.3. Espesor del panel nodal	29
9.3.4. Placas nodales de refuerzo	29
9.3.5. Placas de continuidad	30
9.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS Y COLUMNAS	30
9.4.1. Área del ala de viga	30
9.4.2. Relación ancho-espesor	30
9.5. RELACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS	31
9.5.1. Excepciones	32
9.6. RESTRICCIÓN LATERAL DE NUDOS VIGA-COLUMNA	33
9.6.1. Nudos restringidos	33
9.6.2. Nudos no restringidos	33
9.7. APOYO LATERAL DE VIGAS	34
<b>CAPÍTULO 10. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS</b>	<b>35</b>
10.1. INTRODUCCIÓN	35
10.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES	35
10.3. PANEL NODAL	36



10.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS Y COLUMNAS	36
10.4.2. Relación ancho-espesor	36
10.5. RELACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS	36
10.6. RESTRICCIÓN LATERAL DE NUDOS VIGA-COLUMNA	36
10.7. APOYO LATERAL DE VIGAS	37
<b>CAPÍTULO 11. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CONVENCIONALES</b>	<b>39</b>
11.1. INTRODUCCIÓN	39
11.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES	39
11.3. PLACAS DE CONTINUIDAD	40
<b>CAPÍTULO 12. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CON VIGAS RETICULADAS</b>	<b>41</b>
12.1. INTRODUCCIÓN	41
12.2. TRAMO ESPECIAL	41
12.3. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DEL TRAMO ESPECIAL	42
12.4. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS UBICADOS FUERA DEL TRAMO ESPECIAL	42
12.5. RELACIÓN ANCHO-ESPESOR	43
12.6. ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES	43
<b>CAPÍTULO 13. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE</b>	<b>45</b>
13.1. INTRODUCCIÓN	45
13.2. RIOSTRAS	45
13.3. UNIONES DE RIOSTRAS	46
13.4. REQUERIMIENTOS ESPECÍFICOS PARA CONFIGURACIONES ESPECIALES DE RIOSTRAS (V, V invertida y K)	47
13.5. COLUMNAS	48
<b>CAPÍTULO 14. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES CONVENCIONALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE</b>	<b>49</b>
14.1. INTRODUCCIÓN	49
14.2. RESISTENCIA	49

<b>CAPÍTULO 15. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE</b>	<b>51</b>
15.1. INTRODUCCIÓN	51
15.2. ENLACES	51
15.3. RIGIDIZADORES DE ENLACES	53
15.4. UNIONES ENLACE-COLUMNA	54
15.5. APOYO LATERAL DE ENLACES	54
15.6. RIOSTRAS Y TRAMO DE VIGA UBICADO FUERA DEL ENLACE	54
15.7. UNIONES NUDO VIGA-COLUMNA	55
15.8. RESISTENCIA REQUERIDA EN LAS COLUMNAS	55
<b>CAPÍTULO 16. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD</b>	<b>57</b>
<b>APÉNDICE: REQUISITOS PARA ENSAYOS CÍCLICOS DE UNIONES VIGA-COLUMNA Y ENLACE-COLUMNA</b>	<b>59</b>
A.1. ALCANCE Y PROPÓSITO	59
A.2. SIMBOLOGÍA	59
A.3. DEFINICIONES	59
A.4. REQUISITOS PARA ENSAYOS DE SUBENSAMBLAJES	60
A.5. PRINCIPALES VARIABLES DEL ENSAYO	60
A.5.1. Fuentes de rotación inelástica	60
A.5.2. Dimensiones de los elementos	61
A.5.3. Detalles de unión	61
A.5.4. Placas de continuidad	61
A.5.5. Resistencia del material	61
A.5.6. Soldaduras	62
A.5.7. Bulones	62
A.6. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS	63
A.6.1. Requisitos generales	63
A.6.2. Control de ensayos	63
A.6.3. Secuencia de deformaciones para uniones enlace-columna	63
A.7. INSTRUMENTACIÓN	63
A.8. REQUERIMIENTOS DE ENSAYOS DE MATERIALES	64
A.8.1. Ensayos de tracción	64
A.8.2. Métodos de ensayos a tracción	64

A.9. REQUERIMIENTOS PARA EL INFORME DE LOS ENSAYOS	64
A10. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	65
<b>REFERENCIAS</b>	<b>67</b>
<b>TABLAS</b>	
TABLA 3.1: Factores de modificación de la tensión de fluencia	12
TABLA 4.1. Valores de Ductilidad Global	16
TABLA 5.1: Factor de sobrerresistencia	19
TABLA 9.1: Limitaciones de la relación ancho-espesor	31





## PRÓLOGO

Esta primera edición de la Parte IV “ Construcciones de Acero” se enmarca dentro de la nueva generación de reglamentos nacionales de seguridad estructural impulsada por el INTI-CIRSOC, a partir de la decisión de actualizar el cuerpo reglamentario en vigencia, para adecuarlo a las exigencias y desafíos que impone un mercado altamente competitivo y globalizado, en el cual los códigos redactados sobre la base de lineamientos internacionales de reconocido prestigio, facilitarán un fluido intercambio de servicios de ingeniería y construcción.

En particular, este nuevo **Reglamento Argentino para Construcciones Sísmorresistentes de Acero**, es el primer intento de establecimiento de prescripciones reglamentarias para regular el diseño y construcción de estructuras de acero emplazadas en la extensa zona sísmica del territorio nacional.

Hasta hace relativamente poco se creía, y aún hoy erróneamente muchos creen, que la naturaleza intrínsecamente dúctil del acero estructural, podía trasladarse directamente a las estructuras emplazadas en zonas sísmicamente activas, estos es, estructuras construidas con materiales dúctiles, naturalmente debían ser también dúctiles. La experiencia recogida en el mundo durante los últimos 20 años y particularmente el comportamiento observado de las estructuras de acero durante recientes terremotos destructivos, muestran claramente que esta creencia es falsa, y que resulta necesario tomar recaudos especiales para asegurar un comportamiento estructural dúctil, requisito indispensable cuando se requiere que la estructura disipe energía por deformaciones inelásticas.

En este sentido, este Reglamento está desarrollado en base a las Previsiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural, del American Institute of Steel Construction ( AISC), y complementan al Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios, CIRSOC 301-2005

Este Reglamento se presenta acompañado de Comentarios, que justifican las prescripciones reglamentarias, con el fin de que el diseñador conozca su propósito, alcance y limitaciones.

INGA. MARTA S. PARMIGIANI  
Directora Técnica  
INTI – CIRSOC

ING. ALEJANDRO P. GIULIANO  
Director Nacional  
INPRES

# CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

## 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

En esta Parte IV se establecen los requerimientos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de acero para edificios que puedan estar sometidos a excitaciones sísmicas.

Estos requerimientos complementan para dicho tipo de estructuras, las prescripciones contenidas en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, y las prescripciones establecidas en el **Reglamento CIRSOC 301-2005**, cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquéllos que resulten específicamente modificados.

Los requerimientos establecidos en la presente Parte IV se aplicarán exclusivamente a los estados de cargas que incluyan la acción sísmica.





## CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA Y GLOSARIO

### 2.1. SIMBOLOGÍA

$A_f$	área del ala del perfil, en $\text{mm}^2$ .
$A_g$	área de la sección bruta, en $\text{mm}^2$ .
$A_{st}$	área del rigidizador del enlace, en $\text{mm}^2$ .
$A_w$	área del alma del enlace, en $\text{mm}^2$ .
$D$	cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura, en N.
$D$	diámetro externo de una sección tubular, en mm.
$E$	módulo de elasticidad del acero, en MPa.
$E$	efecto provocado por las componentes horizontales y verticales de la acción sísmica.
$E_H$	componente horizontal del efecto sísmico.
$E_V$	componente vertical del efecto sísmico.
$F_{cr}$	tensión crítica de pandeo, en MPa.
$F_u$	tensión nominal máxima a tracción, en MPa.
$F_y$	tensión nominal de fluencia (límite de fluencia nominal según la norma IRAM-IAS), en MPa.
$F_{yb}$	$F_y$ de la viga, en MPa.
$F_{yc}$	$F_y$ de la columna, en MPa.
$F_{ye}$	tensión esperada de fluencia, en MPa.
$F_{yf}$	$F_y$ del ala de la columna, en MPa.
$F_{yw}$	$F_y$ del panel nodal, en MPa.
$H$	altura promedio de piso por encima y por debajo de un nudo viga-columna, en mm
$k$	factor de longitud efectiva para elementos prismáticos.

$L$	sobrecargas debidas a la ocupación y a los equipos móviles, en kN.
$L$	longitud de vano de un reticulado, en mm.
$L$	longitud no arriostrada de un elemento comprimido o de una riostra, en mm.
$L_p$	longitud límite no arriostrada lateralmente para la resistencia a flexión con plastificación total, en mm.
$L_s$	longitud de un tramo especial, en mm.
$M_{nc}$	resistencia nominal a flexión de un cordón en el tramo especial, en N-mm.
$M_p$	resistencia nominal a flexión de plastificación, en N-mm.
$M_{pa}$	resistencia nominal a flexión de plastificación modificada por carga axial, en N-mm.
$M_{pe}$	resistencia nominal a flexión de plastificación usando la tensión esperada de fluencia, en N-mm.
$M_u$	resistencia requerida a flexión de un elemento o nudo, en N-mm.
$P-\Delta$	efecto de segundo orden provocado por cargas axiales en columnas y distorsión de piso, en N-mm.
$P_n$	resistencia nominal a cargas axiales de una columna, en N.
$P_{nc}$	resistencia nominal a compresión de elementos diagonales en un tramo especial, en N.
$P_{nt}$	resistencia nominal a tracción de elementos diagonales de un tramo especial, en N.
$P_u$	resistencia requerida a cargas axiales de una columna o de un enlace, en N.
$P_{uc}$	resistencia nominal a compresión de una columna, en N.
$P_y$	resistencia nominal axial de un elemento en fluencia, igual a $F_y A_g$ , en N.
$Q_b$	efecto máximo de las cargas verticales desbalanceadas aplicadas por las riostras a una viga, en N.
$R$	factor de reducción de las ordenadas espectrales elásticas.
$R_n$	resistencia nominal.
$R_v$	resistencia nominal al corte del panel nodal.
$R_u$	resistencia requerida.
$R_y$	relación entre la tensión de fluencia esperada $F_{ye}$ y la tensión nominal $F_y$ .
$S$	carga de nieve, en N.
$S_a$	aceleración espectral de respuesta de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, en <b>fracción de la aceleración de la gravedad (g)</b>

$V_n$	resistencia nominal al corte de un elemento, en N.
$V_p$	resistencia nominal al corte de un enlace, en N.
$V_{pa}$	resistencia nominal al corte de un enlace, modificado por la acción de la carga axial, en N.
$V_u$	resistencia requerida al corte de un elemento, en N.
$Z$	módulo de sección plástico, en $\text{mm}^3$ .
$b$	ancho de un elemento de sección comprimido definido en la Sección B5.1 del <b>Reglamento CIRSOC 301-2005</b> y Tabla 3 de la presente <b>Parte IV</b> , en mm.
$b$	ordenada del plafón del espectro máximo de pseudoaceleración horizontal expresada como fracción de la aceleración de la gravedad que figura en la Tabla 4, Capítulo 7 del <b>Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”</b> , en fracción de la aceleración de la gravedad ( $g$ ).
$b_{cf}$	ancho del ala de columna, en mm.
$b_f$	ancho del ala de un perfil, en mm.
$d$	diámetro nominal del medio de unión, en mm.
$d_b$	altura total de viga, en mm.
$d_c$	altura total de la sección de columna, en mm.
$d_z$	altura total del panel nodal medida entre las placas de continuidad, en mm.
$e$	longitud del enlace en un pórtico arriostrado excéntricamente, en mm.
$h_c$	altura del alma para la estabilidad, en mm.
$l$	longitud no arriostrada entre elementos de unión de secciones armadas, en mm.
$r$	radio de giro, en mm.
$r_y$	radio de giro alrededor del eje $y$ , en mm.
$t$	espesor de elementos unidos, en mm.
$t_{bf}$	espesor del ala de viga, en mm.
$t_{cf}$	espesor del ala de columna, en mm.
$t_f$	espesor del ala, en mm.
$t_p$	espesor del panel nodal incluido el de las placas de refuerzo, en mm.

$t_w$	espesor del alma, en mm.
$t_z$	espesor del panel nodal (no necesariamente incluido el espesor de las placas de refuerzo) , en mm.
$w_z$	ancho del panel nodal entre las alas de una columna, en mm.
$Z$	módulo de sección plástico mínimo de la sección reducida de viga, en mm <sup>3</sup> .
$\alpha$	ángulo que un elemento diagonal forma con la horizontal, en radianes.
$\Delta$	distorsión lateral de piso de diseño, en mm.
$\Sigma M^*_{pc}$	suma de las proyecciones al punto intersección de los ejes longitudinales de viga y columna, de las resistencias nominales a flexión de las columnas por encima y por debajo del nudo, con una reducción debida al esfuerzo normal en la columna.
$\Sigma M^*_{pb}$	suma de las proyecciones al punto intersección de los ejes longitudinales de viga y columna, de las resistencias nominales a flexión de las viga(s). Los momentos máximos desarrollados serán determinados mediante ensayos.
$\gamma_d$	factor de riesgo, según el artículo 5.2. del <b>Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”</b> .
$\Omega_o$	factor de sobrerresistencia.
$\delta$	deformación aplicada al modelo ensayado para controlar la carga.
$\delta_y$	deformación del modelo ensayado al producirse la primera plastificación significativa.
$\rho'$	relación del esfuerzo axial requerido $P_u$ y la resistencia a corte requerida $V_u$ de un enlace.
$\lambda$	parámetro de esbeltez.
$\lambda_p$	parámetro de esbeltez límite para un elemento compacto.
$\lambda_r$	parámetro de esbeltez límite para un elemento no compacto.
$\phi$	factor de resistencia.
$\phi_c$	factor de resistencia para compresión.
$\phi_v$	factor de resistencia para esfuerzo de corte de un panel nodal.
$\mu$	ductilidad global de la estructura.
$\mu$	coeficiente de deslizamiento.

## 2.2. GLOSARIO

**Ángulo de rotación del enlace:** Es el ángulo de rotación inelástico entre el enlace y el tramo de viga fuera del enlace.

**Arriostramiento diagonal:** Elemento estructural inclinado que transmite principalmente cargas axiales que le confiere al pórtico un comportamiento reticular para resistir cargas laterales.

**Cargas nominales:** Son las intensidades de las cargas especificadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 y en la presente **Parte IV del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005**.

**Distorsión horizontal de diseño:** Es el desplazamiento horizontal de piso amplificado, según lo especificado en el Capítulo 13 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

**Distorsión lateral de piso:** Es el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan un piso dividido por la altura de piso, en radianes.

**Efecto P- $\Delta$ :** Efecto de segundo orden provocado por las cargas axiales en columnas y la deformación lateral del pórtico, que incrementa las solicitaciones en los elementos.

**Elemento de apoyo lateral:** Es un elemento diseñado para evitar el pandeo lateral o el pandeo lateral torsional de aquellos elementos principales constituyentes de un pórtico.

**Elemento estructural de sección armada:** Elemento estructural conformado por perfiles laminados unidos entre sí a través de bulones, soldaduras, remaches, etc.

**Enlace:** Es el tramo de viga ubicado entre los extremos de dos riostras diagonales o entre el extremo de una riostra y una columna, en un pórtico arriostrado excéntricamente. La longitud del enlace se define como la luz libre entre los extremos de dos riostras o entre una riostra y una columna.

**Estructura o sistema sismorresistente:** Es el conjunto de elementos estructurales capaces de resistir cargas gravitatorias y cargas provenientes de la acción sísmica.

**Factor de resistencia:** Es un coeficiente que considera las inevitables desviaciones de la resistencia real de un elemento o unión, respecto de la resistencia nominal, de la forma del modo falla y sus consecuencias.

**Método de diseño por cargas y resistencias mayoradas (LRFD):** Método de dimensionamiento de elementos estructurales que usa factores de cargas y resistencias tal que ningún estado límite preestablecido se exceda cuando el edificio esté sujeto a las combinaciones apropiadas de los estados de cargas establecidos.

**Nudo viga-columna:** Elemento estructural formado por la intersección de una o más vigas y una columna, que incluye: el panel nodal, las uniones viga-columna y sus conectores, como también los elementos rigidizantes (placas de continuidad, placas de refuerzo nodal y cartelas si las hubiere).

**Panel nodal:** Es la parte del nudo viga-columna constituida por el área rectangular del alma de la columna en la intersección con la viga, circunscripta por las alas de la columna y por las placas de continuidad.

**Placas de continuidad:** Placas rigidizadoras ubicadas en los bordes superior e inferior del panel nodal. También se conocen como rigidizadores transversales.

**Pórtico sismorresistente arriostrado:** Tipología estructural constituido por un reticulado vertical resistente a fuerzas laterales. Puede ser del tipo concéntrico o excéntrico.

**Pórtico sismorresistente arriostrado en cremallera:** Pórtico sismorresistente arriostrado en V invertida, donde se adiciona un puntal que une los puntos de intersección de las riostras y la viga.

**Pórtico sismorresistente no arriostrado:** Sistema estructural compuesto por vigas, columnas y nudos, en el cual las fuerzas sísmicas laterales son resistidas por flexión y corte en los elementos y sus uniones.

**Pórtico sismorresistente arriostrado en K:** Pórtico sismorresistente convencional arriostrado concéntricamente, en el cual un par de riostras diagonales ubicadas a un lado de una columna concurren a un punto ubicado en la columna opuesta.

**Pórtico sismorresistente arriostrado en V:** Pórtico sismorresistente arriostrado concéntricamente (pórtico sismorresistente especial o convencional arriostrado concéntricamente), en el que un par de riostras diagonales ubicadas por encima o por debajo (V invertida) de una viga. se conectan en un punto de la luz libre de viga.

**Pórtico sismorresistente arriostrado excéntricamente:** Es un pórtico arriostrado diagonalmente que debe cumplir los requerimientos del Capítulo 15 de la presente Parte IV. Tiene al menos un extremo de cada riostra unida a una viga (unión riostra-viga) y separada de un nudo viga-columna u otra unión riostra-viga, por una distancia relativamente corta llamada enlace.

**Pórtico sismorresistente convencional arriostrado concéntricamente:** Es un pórtico arriostrado diagonalmente que cumple con los requisitos del Capítulo 14, en el que todos los elementos del sistema de arriostramiento están principalmente sujetos a esfuerzos axiales.

**Pórtico sismorresistente especial arriostrado concéntricamente:** Pórtico arriostrado diagonalmente que cumple con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 en el cual todos los elementos del sistema de arriostramiento están sujetos predominantemente a esfuerzos axiales.

**Pórtico sismorresistente no arriostrado con vigas reticuladas:** Pórtico resistente a cargas laterales que cumple con los requerimientos establecidos en el Capítulo 12.

**Pórtico sismorresistente no arriostrado convencional:** Es un pórtico que cumple las condiciones establecidas en el Capítulo 11.

**Pórtico sismorresistente no arriostrado especial:** Pórtico resistente a cargas laterales que cumple con los requerimientos establecidos en el Capítulo 9.

**Pórtico sismorresistente no arriostrado Intermedio:** Pórtico que cumple los requerimientos del Capítulo 10.

**Pórticos sismorresistentes arriostrados en X:** Pórtico convencional arriostrado concéntricamente en el cual un par de riostras diagonales se cruzan cerca de sus semiluces.

**Pórticos sismorresistentes arriostrados en Y:** Pórtico arriostrado excéntricamente en el cual el tramo inferior vertical de la “Y” es el enlace del sistema de arriostramiento.

**Puntal de pórtico sismorresistente arriostrado en cremallera:** es un puntal vertical (o casi vertical) que une el punto de intersección entre las riostras y la viga en un nivel, con el punto de intersección entre las riostras y la viga en otro nivel, de un pórtico sismorresistente arriostrado en V invertida.

**Resistencia de diseño al corte del enlace:** La menor de la resistencia al corte de diseño del enlace originada por el momento o la resistencia al corte del enlace.

**Resistencia de diseño:** Es el momento, esfuerzo, tensión, etc., provista por un elemento o unión. Se define como el producto de la resistencia nominal por el factor de reducción de resistencia correspondiente.

**Resistencia nominal:** Es la capacidad de un elemento o edificio para resistir los efectos de las cargas utilizando las resistencias especificadas de los materiales, las dimensiones y las fórmulas derivadas de principios básicos aceptados de la mecánica estructural o por ensayos.

**Resistencia requerida:** Es el efecto de las combinaciones de estados de carga (demanda de esfuerzos, momentos, tensiones, etc.), establecidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 o en la presente Parte IV, actuando sobre un elemento o unión, que se determina por análisis estructural.

**Rigidizadores intermedios del alma del enlace:** Placas rigidizadoras verticales del alma ubicadas en el enlace de un pórtico arriostrado excéntricamente.

**Rotación inelástica del nudo viga-columna:** Es la rotación total del nudo menos la rotación elástica que se produce previamente a la fluencia de los elementos intervinientes.

**Sección reducida de viga:** Reducción gradual de la sección transversal de una viga, en una longitud limitada que promueve la formación de una rótula plástica.

**Sistema dual:** Es un sistema estructural que posee las siguientes características:

- 1) Es esencialmente un pórtico que resiste cargas gravitatorias.
- 2) Posee una resistencia a cargas laterales provista por la combinación de pórticos sismorresistentes no arriostrados, que son capaces de resistir al menos el **25 %** el corte, y pórticos sismorresistentes arriostrados.
- 3) Cada sistema está diseñado para resistir una parte de la fuerza lateral total según su rigidez relativa.

**Tensión de fluencia esperada:** La tensión de fluencia esperada en elementos estructurales, es la tensión nominal de fluencia  $F_y$  mayorada por el factor  $R_y$ .

**Terremoto de Diseño:** Es el terremoto representado por el Espectro de respuesta elástica especificado en el Capítulo 7 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I "Construcciones en General"**.

**Unión:** Es una transición de superficies conectadas, que permite transmitir solicitaciones entre dos o más elementos. Las uniones se clasifican de acuerdo con la magnitud y tipo de solicitación transmitida (momento, corte y reacciones de apoyo).

**Unión de deslizamiento crítico:** Unión abulonada en la cual se requieren superficies con una adecuada resistencia al deslizamiento.

**Unión Rígida:** Unión con suficiente rigidez para mantener el mismo ángulo entre los elementos unidos después de aplicadas las cargas.

**Unión Semirígida:** Unión con insuficiente rigidez para mantener invariable el ángulos de intersección entre los elementos unidos después de aplicadas las cargas.



## CAPÍTULO 3. REQUERIMIENTOS GENERALES

### 3.1. CALIDAD DE LOS MATERIALES

El acero usado en la estructura, deberá cumplir los requerimientos especificados en la Sección A.3 del Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto cuando explícitamente se lo modifique en la presente Parte IV.

Para edificios con altura superior a **1 piso** el acero utilizado deberá cumplir con las siguientes características:

- 1) La relación entre la tensión de fluencia y la tensión máxima a tracción no debe ser mayor que **0,85**.
- 2) Tener una curva tensión-deformación con un pronunciado plateau de fluencia.
- 3) Tener, al menos, una deformación del **20 %** en una longitud de **5 cm**.
- 4) Buena soldabilidad.

La resistencia nominal de fluencia para los aceros en elementos en los que se espera un comportamiento inelástico bajo el efecto de las combinaciones de estados especiales de carga especificados en el artículo 5.4., de la presente Parte IV, no deberá exceder **350 MPa**.

### 3.2. TENSIÓN DE FLUENCIA ESPERADA

Cuando así se lo exija, la resistencia requerida de una unión o de un elemento se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (3-1)$$

siendo:

$F_{ye}$  la tensión de fluencia esperada, en MPa.

$F_y$  la tensión mínima de fluencia especificada, en MPa.

$R_y$  el factor de modificación de la tensión de fluencia, para perfiles laminados y barras, deberá tomarse de acuerdo con la Tabla 3.1. Se permiten usar otros valores de  $R_y$  si el valor de  $F_{ye}$  se determina por ensayos realizados de acuerdo con los requerimientos correspondientes al grado de acero utilizado.

**Tabla 3.1. Factor de modificación de la tensión de fluencia**

<b>APLICACIÓN</b>	<b><math>R_y</math></b>
• Chapas y todos los otros productos	1,1
• Perfiles laminados y barras F-18; F-24; F-26 (IRAM-IAS U500-503)	1,5
• F-36	1,3
• Secciones estructurales huecas	1,3
• Tuberías de acero	1,4

Se permite aplicar  $R_y$  a  $F_y$  para la determinación de la resistencia de diseño cuando se hacen los cálculos de la resistencia requerida y de la resistencia de diseño para el mismo miembro o elemento de unión.

### **3.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN POR IMPACTO CHARPY**

Los perfiles con espesores de alas, iguales o mayores que **40 mm**, y las platinas con espesores iguales o mayores que **40 mm** que sean parte integrante de la estructura sismorresistente, deberán tener una resistencia a la flexión por impacto Charpy de **30 Nm** a **20 °C**, de acuerdo con lo especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

### **3.4. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES**

Las tipologías de estructuras sismorresistentes de acero contempladas en la presente Parte IV, pueden clasificarse de acuerdo con la forma de soportar la acción sísmica y de disipar la energía.

#### **a) Pórticos sismorresistentes no arriostrados**

Son aquellas estructuras constituidas por tres componentes básicos; vigas, columnas y nudos viga-columna, en los que la acción sísmica es soportada mediante su resistencia a flexión y corte. Se caracterizan por disipar energía mediante deformaciones inelásticas a través de la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos (vigas y columnas).

#### **b) Pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente**

Son aquellas estructuras constituidas por vigas, columnas, riostras y nudos. La acción sísmica es soportada principalmente por esfuerzos axiales y solamente un porcentaje pequeño de las fuerzas laterales inducidas es resistido por flexión. La disipación de energía se logra a través de la plastificación de los elementos diagonales rigidizantes.

#### **c) Pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente**

Son aquellas estructuras compuestas por vigas, columnas, riostras y nudos, donde al menos un extremo de cada riostra diagonal se conecta de forma tal que aísla un

segmento de viga que sirve de enlace. Constituyen un sistema híbrido que combina los dos sistemas anteriormente mencionados: pórticos no arriostrados y pórticos arriostrados concéntricamente.

La disipación de energía se logra a través de la plastificación de los enlaces.

#### **d) Sistemas duales**

Son sistemas estructurales formados por la combinación de pórticos sismorresistentes no arriostrados con pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente o excéntricamente, que cumplen con las características establecidas en la Tabla 4.1., de la presente Parte IV.



# CAPÍTULO 4. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

## 4.1. INTRODUCCIÓN

Para la determinación de los efectos que produce la acción sísmica se deberán considerar las componentes horizontal y vertical de la misma.

## 4.2. ACCIÓN SÍSMICA HORIZONTAL

La acción sísmica horizontal de diseño, se determinará de acuerdo con lo establecido en los Capítulos 5, 7 y 8 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

Para la determinación del factor de reducción  $R$ , se tendrá en cuenta lo especificado en el artículo 4.4, de la presente Parte IV.

## 4.3. ACCIÓN SÍSMICA VERTICAL

**4.3.1.** La acción sísmica vertical se considerará igual al **20 %** de la máxima ordenada espectral correspondiente que figura en la Tabla 4 del Capítulo 7 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

**4.3.2.** Para el caso de las estructuras y componentes estructurales contempladas en el artículo 14.1.2. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, se tendrá en cuenta lo establecido en el mismo.

## 4.4. FACTOR DE REDUCCIÓN

El factor de reducción,  $R$ , se determinará de acuerdo con lo especificado en el artículo 8.1. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, considerando los siguientes valores de la ductilidad global de la estructura, establecidos en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1. Valores de Ductilidad Global**

<i><b>TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL</b></i>	<i><b>Ductilidad global - <math>\mu</math> -</b></i>
<p>1) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pórticos sismorresistentes especiales <b>6</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes intermedios <b>3,5</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes convencionales <b>2,5</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes especiales con vigas reticuladas <b>5</b></li> </ul>	
<p>2) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pórticos sismorresistentes especiales <b>4,5</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes convencionales <b>3,5</b></li> </ul>	
<p>3) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE</p>	<b>6</b>
<p>4) SISTEMAS DUALES</p> <p>a) Pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el <b>25%</b> del corte basal, combinados con:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente <b>6</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente <b>4,5</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente <b>6</b></li> </ul> <p>b) Pórticos sismorresistentes no arriostrados intermedios(*), capaces de resistir al menos el <b>25%</b> del corte basal, combinados con:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente <b>4,5</b></li> <li>• Pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente <b>3,5</b></li> </ul>	
<p>(*) Los sistemas duales con pórticos sismorresistentes no arriostrados intermedios, pueden ser reemplazados por pórticos sismorresistentes no arriostrados convencionales en las zonas sísmicas <b>1</b> y <b>2</b>, para las construcciones de los grupos <b>A</b> y <b>B</b>.</p>	

# CAPÍTULO 5. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

## 5.1. INTRODUCCIÓN

Las cargas y combinaciones de cargas serán las especificadas en la Sección A.4.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto en los casos que modifica la presente Parte IV.

## 5.2. EFECTOS PROVOCADOS POR LAS ACCIONES SÍSMICAS

Los efectos provocados por la acción sísmica de diseño que figuran en las combinaciones A.4.5 y A.4.6 del Reglamento CIRSOC 301-2005, se determinarán de la siguiente manera:

$$E = E_H + E_V \quad (5-1)$$

siendo:

- $E$  el efecto provocado por la acción sísmica.
- $E_H$  la componente horizontal del efecto sísmico, determinado como se indica en el artículo 5.2.1.
- $E_V$  la componente vertical del efecto sísmico, determinado como se indica en el artículo 5.2.2.

### 5.2.1. Componente horizontal del efecto sísmico

Deberán considerarse las especificaciones establecidas en el artículo 4.2. de la presente Parte IV. Los métodos que permiten determinar la componente horizontal del efecto sísmico, se especifican en el Capítulo 14 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

### 5.2.2. Componente vertical del efecto sísmico

La componente vertical del efecto sísmico se determinará según la expresión siguiente:

$$E_V = 0,2 b D \gamma_d \quad (5-2)$$

siendo:

- $E_V$  la componente vertical del efecto sísmico.
- $b$  la ordenada del plafón del espectro elástico de pseudoaceleraciones horizontales expresada como fracción de la aceleración de la gravedad que figura en la Tabla 4, Capítulo 7 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

**D** las cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura, en N.

$\gamma_d$  el factor de riesgo, según el artículo 5.2. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

### 5.3. SIMULTANEIDAD DE EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS HORIZONTALES

Se tendrá en cuenta lo especificado en el artículo 11.4. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**

### 5.4. COMBINACIONES ESPECIALES DE ESTADOS DE CARGA

En componentes sensibles a los efectos de la sobrerresistencia estructural, cuando específicamente se los requiera de acuerdo con lo establecido en la presente Parte IV, se considerarán las siguientes combinaciones especiales de estados de carga:

$$1,2 D + 0,5 L + 0,2 S + \Omega_0 E_H \quad (5-3)$$

$$0,9 D - \Omega_0 E_H \quad (5-4)$$

siendo:

**D** las cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y permanentes, en N.

**L** las sobrecargas debidas a la ocupación y a los equipos móviles, en N.

**S** la carga de nieve, en N.

**E<sub>H</sub>** la componente horizontal del efecto sísmico.

$\Omega_0$  el factor de sobrerresistencia de acuerdo con la Tabla 5.1.

Cuando se utilicen estas combinaciones especiales de estados de carga, no se requiere considerar la simultaneidad de las acciones sísmicas horizontales.



**Tabla 5.1. Factor de sobrerresistencia**

<b><i>TIPOLOGIA ESTRUCTURAL</i></b>	<b><math>\Omega_0</math></b>
Todos los pórticos sismorresistentes no arriostrados	<b>3</b>
Pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente	<b>2,5</b>
Todas las otras tipologías	<b>2</b>

### **5.5. RESISTENCIA NOMINAL**

La resistencia nominal de las estructuras, elementos y uniones deberán cumplir con los requerimientos especificados en el Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto cuando explícitamente se la modifique en esta Parte IV.



## CAPÍTULO 6. DEFORMACIONES

El cálculo de las deformaciones para el control de la distorsión horizontal de piso, los efectos  $P-\Delta$  y el dimensionamiento de las juntas sísmicas, se hará de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 13 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.



# CAPÍTULO 7. UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

## 7.1. LÍMITES DE APLICACIÓN

Las uniones, juntas y medios de unión, que formen parte de la estructura sismorresistente, deberán cumplir los requerimientos establecidos en el Capítulo J, del Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto en los casos explícitamente modificados en la presente Parte IV.

## 7.2. JUNTAS ABULONADAS

- a) Todos los bulones deberán ser de alta resistencia y estar totalmente traccionados. Todas las superficies de unión deberán prepararse para tener un coeficiente de deslizamiento  $\mu = 0,33$  o mayor. La resistencia de diseño al corte de una junta abulonada puede calcularse como la resistencia de las uniones abulonadas del tipo aplastamiento.
- b) En una misma superficie de unión las juntas abulonadas no pueden compartir su resistencia con juntas soldadas.
- c) Deberá proveerse la resistencia al aplastamiento de juntas abulonadas, usando agujeros estándares o agujeros ovalados con el eje mayor perpendicular a la línea de fuerza, a menos que se justifique con un ensayo (ver el artículo A.5.7. del Apéndice).
- d) La resistencia de diseño al corte o a la combinación de corte y tracción en juntas abulonadas, deberá determinarse de acuerdo con las Secciones J.3.7 y J.3.10 del Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto que la resistencia nominal de aplastamiento de los agujeros no deberá tomarse mayor que  $2,4 d t F_u$ .
- e) Las uniones abulonadas en elementos que son parte de la estructura sismorresistente deberán configurarse de modo que un estado límite dúctil controle el diseño, ya sea en la unión o en el elemento.

## 7.3. JUNTAS SOLDADAS

- a) La soldadura se ejecutará de acuerdo con las especificaciones establecidas en el Reglamento CIRSOC 304-2007. Además serán inspeccionadas y aprobadas de acuerdo con las prescripciones del mencionado Reglamento.
- b) Todas las soldaduras usadas en los miembros y uniones principales en el sistema sismorresistente deberán ejecutarse con material de aporte que posea una resistencia a la flexión por impacto Charpy en **30 Joule a 30°C bajo cero**. Este requerimiento será aplicado también a otros casos de acuerdo con lo especificado en la presente Parte IV.
- c) Para elementos y uniones que son parte de la estructura sismorresistente, las discontinuidades ubicadas dentro de la zona de rotulación plástica definidas en el

artículo 7.4.a), proceso de fabricación u operaciones de montaje, tales como: puntos de soldadura, ayudas de montaje, corte con soplete, etc., deberán repararse de acuerdo con los requerimientos de la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

#### 7.4. OTRAS UNIONES

- a) Los conectores de corte soldados no deberán ubicarse en las alas de la viga dentro de la zona donde se espera la formación de la rótula plástica. La longitud de la zona de formación de una rótula plástica deberá tomarse igual a la mitad de la altura de la viga a cada lado del punto teórico de rotulación. Se permiten soldaduras para asegurar la cubierta. No deberán usarse en la zona de formación de rótula plástica vinculaciones de la cubierta que penetren las alas de la viga.
- b) No deberán ubicarse dentro de la zona de formación de rótula plástica, definida en el artículo 7.4.a), vinculaciones soldadas, abulonadas o fijadas de cualquier otra forma para angulares perimetrales, fachadas exteriores, particiones, ductos, u otra construcción, o de otros miembros del sistema sismorresistente que se esperan soporten rotulaciones plásticas. Fuera de la zona definida de rotulación plástica, deberán hacerse cálculos basados en el momento esperado en la rótula plástica para demostrar la adecuación neta del miembro cuando se usen conectores que penetren el miembro.

**Excepción:** se permiten conectores de corte soldados y otras uniones, siempre que se incluyan en los ensayos utilizados para habilitar la unión.

# CAPÍTULO 8. COLUMNAS

## 8.1. LÍMITES DE APLICACIÓN

Las columnas pertenecientes a la estructura sismorresistente deberán cumplir con los requerimientos del Reglamento CIRSOC 301-2005 y los establecidos en este Capítulo.

## 8.2. RESISTENCIA

Cuando se cumpla que:  $P_u / (\phi P_n) > 0,40$ , además de las prescripciones establecidas en el Capítulo H del Reglamento CIRSOC 301-2005, deberá cumplirse con las prescripciones siguientes:

- a) La resistencia requerida a compresión simple, sin considerar momento alguno, se determinará a partir de la combinación especial de los estados de cargas establecida en el artículo 5.4.a).
- b) La resistencia requerida a tracción, sin considerar momento alguno, se determinará a partir de la combinación especial de los estados de cargas establecida en el artículo 5.4.b).
- c) Las resistencias requeridas determinadas en los artículos 8.2.a) y 8.2.b) no necesitan ser mayores que:
  - La máxima carga transferida a la columna considerando **1,1  $R_y$**  veces las resistencias nominales de las vigas o riostras que concurren a las columnas.
  - El límite determinado por la resistencia de la fundación al levantamiento debido al momento de vuelco.

## 8.3. EMPALMES

La resistencia de diseño de los empalmes en las columnas debe igualar o exceder la resistencia requerida determinada en el artículo 8.2.

- a) Los empalmes de columnas hechos con soldadura de filete o soldadura a tope con penetración parcial, deberán ubicarse alejados del nudo viga-columna, una distancia igual a la menor de las dos siguientes: **1,2 m** o la mitad de la altura libre de la columna.

Los empalmes soldados que están sometidos a una tensión calculada neta de tracción bajo las combinaciones especiales de los estados de cargas, deberán hacerse usando metal de aporte con una resistencia a la flexión por impacto Charpy igual a la requerida en el artículo 7.3.b) y además deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia de diseño de una junta soldada a tope con penetración parcial, deberá ser al menos igual al doble de la resistencia requerida.
  - 2) La resistencia mínima requerida para cada ala, deberá ser  $0,5 R_y F_y A_f$ , donde  $R_y$   $F_y$  es la tensión de fluencia esperada del material de la columna y  $A_f$  es el área del ala de la columna empalmada de menor sección.
- b) Cuando se empalmen secciones con diferentes espesores y anchos de alas y almas, no se requerirán transiciones en aquellos casos donde se permitan soldaduras a tope con penetración parcial, de acuerdo con el artículo 8.3.a).
- c) Los empalmes en pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales deben ubicarse de acuerdo con lo estipulado en el punto a), y deberán tener una resistencia nominal a flexión no menor a la resistencia nominal a flexión de la columna mas chica. Cuando en el empalme se utilice soldadura tope, esta deberá ser de penetración completa. A menos que lo requiere la dirección de obra o la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación, no es necesario remover la placa sostén de la soldadura. La resistencia de diseño de corte a la unión, deberá ser igual o mayor que la resistencia al corte requerida calculada usando los momentos de fluencia esperados que pueda desarrollarse en cada extremo de la columna

**Excepción:** no es necesario que la resistencia de diseño del empalme en una columna sea mayor que la resistencia requerida determinada por análisis inelástico, siempre que se hayan considerado factores apropiado de concentración de tensiones para el tipo de unión considerada



# CAPÍTULO 9. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES

## 9.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales definidos en el artículo 3.4.a) desarrollen importantes deformaciones inelásticas cuando se encuentren sometidos al terremoto de diseño. Estos pórticos deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Capítulo.

## 9.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES

- a) El diseño de todos los nudos viga-columna y sus uniones usados en el Sistema Principal Sismorresistente deberá basarse en los resultados de ensayos cíclicos de habilitación de acuerdo con lo especificado en el Apéndice, que demuestren una distorsión lateral de piso de al menos **0,04** radianes.

Se permite que los resultados de los ensayos estén basados en uno de los siguientes requerimientos:

- 1) Informes de ensayos de investigaciones o ensayos documentados ejecutados para otros proyectos que demuestren una razonable semejanza con las condiciones del caso que se analiza.
- 2) Ensayos ejecutados específicamente para el proyecto y que sean representativos de las dimensiones de los elementos, resistencia de los materiales, configuración de las uniones y procesos constructivos.

En cualquiera de los requerimientos anteriores los resultados deberán basarse en al menos dos ensayos cíclicos.

Las interpolaciones o extrapolaciones de los resultados de los ensayos para elementos con diferentes dimensiones deberán justificarse por medio de análisis racionales que demuestren que la distribución y la magnitud de las tensiones internas sean consistentes con los modelos ensayados y que consideren los efectos adversos de mayores dimensiones de elementos, mayores espesores de soldaduras y variaciones en las propiedades del material. Las extrapolaciones de los resultados de los ensayos deberán basarse en combinaciones similares de las dimensiones de los elementos.

Las uniones reales deberán construirse usando materiales, procesos, configuraciones y controles de calidad que se asemejen tanto como sea posible, a los utilizados en las uniones ensayadas. Como mínimo, el control de calidad deberá cumplir con los procedimientos del Capítulo 16.

No deberán usarse en los ensayos requeridos, vigas con una tensión de fluencia real que sea menor que  $0,85 F_{ye}$ . No deberán usarse en ensayos de habilitación columnas y elementos de uniones con una tensión de fluencia proveniente de ensayos que se aparte **15 %** en más o en menos de  $F_{ye}$ .

- b) Los ensayos de los nudos viga-columna deberán demostrar una resistencia a la flexión, determinada en la cara de la columna, que sea al menos igual que el momento plástico nominal de la viga  $M_p$ , para la rotación inelástica requerida (ver Apéndice).

Esta prescripción se exceptúa para los siguientes casos:

- 1) La resistencia a la flexión mínima de la viga ensayada deberá ser  $0,8 M_p$  cuando el pandeo local y no la fluencia de la viga limite la resistencia a la flexión de esta última o cuando se utilicen secciones reducidas de vigas.
- 2) Se permiten uniones que puedan desarrollar las rotaciones requeridas en los elementos de unión y la resistencia de diseño según lo establece el Capítulo 1, siempre que pueda demostrarse por un análisis racional que cualquier distorsión adicional de piso debida a las deformaciones de la unión, pueda ser absorbida por el edificio. Este análisis racional deberá incluir la estabilidad global del pórtico considerando los efectos de segundo orden.
- c) La resistencia requerida al corte  $V_u$  de la unión entre la viga y la columna, se determinará usando la combinación de cargas  $1,2 D + 0,5 L + 0,2 S$  más el corte resultante de la aplicación de  $1,1 R_y F_y Z$ , en el sentido opuesto en cada extremo de la viga. Alternativamente, se permite un valor de  $V_u$  menor si queda justificado por un análisis racional. No es necesario que la resistencia requerida al corte exceda el corte resultante de la combinación especial de estados de carga, establecida en la expresión (5-3).

### 9.3. PANEL NODAL

#### (Alma de la viga paralela al alma de la columna)

##### 9.3.1. Introducción

El panel nodal es el área rectangular del alma de la columna en la intersección con la viga, circunscripta por las alas de la columna y por las placas de continuidad.

##### 9.3.2. Resistencia al corte

La resistencia requerida al corte del panel nodal  $R_u$ , se determinará aplicando las combinaciones especiales de estados de carga establecidas en las expresiones (5-3) y (5-4) a la viga o vigas que concurren al nudo en el plano del pórtico. No es necesario que  $R_u$  sea mayor que el corte determinado a partir de  $0,80 \sum R_y M_p$ , de las vigas que concurren a las alas de la columna en la unión.

La resistencia de diseño al corte  $\phi_v R_v$  del panel nodal deberá determinarse utilizando  $\phi_v = 0,75$ .

- Cuando  $P_u \leq 0,75 P_y$

$$R_v = 0,6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (9-1)$$

siendo:

$t_p$  el espesor total del panel nodal incluyendo las placas nodales de refuerzo, en mm.

$d_c$  la altura total de columna, en mm.

$b_{cf}$  el ancho del ala de la columna, en mm.

$t_{cf}$  el espesor del ala de la columna, en mm.

$F_y$  la tensión nominal de fluencia del acero del panel nodal, en MPa.

- Cuando  $P_u > 0,75 P_y$ ,  $R_v$  se determinará utilizando la expresión K.1-12, establecida en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

### 9.3.3. Espesor del panel nodal

Los espesores individuales de las almas de la columna y de las placas nodales de refuerzo, si las hubiere, deberán cumplir con la siguiente expresión:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (9-2)$$

siendo:

$t$  el espesor del alma de columna o placa nodal de refuerzo, en mm.

$d_z$  la altura del panel nodal entre las placas de continuidad en mm.

$w_z$  el ancho del panel nodal entre las alas de columna en mm.

Alternativamente, cuando se utilicen soldaduras tipo tapón para prevenir el pandeo del alma de la columna y de las placas de refuerzo, el espesor total del panel nodal deberá satisfacer la expresión (9-2).

### 9.3.4. Placas nodales de refuerzo

Las placas nodales de refuerzo deberán soldarse a las alas de la columna ya sea usando soldadura a tope con penetración completa o soldadura en filete. La soldadura deberá desarrollar al menos, la resistencia de diseño al corte de las mencionadas placas.

Cuando las placas nodales de refuerzo estén en contacto con el alma de la columna deberán soldarse en los bordes superior e inferior, de manera que puedan transmitir la parte del esfuerzo total absorbido por dicha placa.

Cuando las placas nodales de refuerzo se ubiquen separadas del alma de la columna deberán ubicarse simétricamente y soldarse a las placas de continuidad para transmitir la parte del esfuerzo total absorbido por la mencionada placa nodal.

### **9.3.5. Placas de continuidad**

En los nudos viga-columna siempre deberán proveerse placas de continuidad.

## **9.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS Y COLUMNAS**

### **9.4.1. Área del ala de viga**

No se permiten cambios abruptos en el área del ala de viga ubicada en regiones de probable rótula plástica. Se permite agujerear o cortar el ala de viga, siempre que se demuestre a través de ensayos que la configuración resultante permita la formación de rótulas plásticas estables y que cumplan con los requerimientos establecidos en el artículo 9.2.b). La sección reducida de viga cumplirá con la resistencia de diseño especificada en el Capítulo 1.

### **9.4.2. Relación ancho-espesor**

Las vigas deberán cumplir con los valores de  $\lambda_p$  establecidos en la Tabla B.5.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Cuando la relación establecida en la expresión 9.5.a) sea menor o igual que **1,25** las columnas deberán cumplir con los valores de  $\lambda_p$  establecidos en la Tabla 9.1.

Cuando sea mayor que **1,25** las columnas deben cumplir con  $\lambda_p$  especificadas en la Tabla B.5.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

**Tabla 9.1. Limitaciones de la relación ancho-espesor**

<b>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO</b>	<b>Relación ancho-espesor</b>	<b>Limitaciones de la relación ancho-espesor <math>\lambda_p</math> (secciones compactas)</b>
Alas de vigas de perfiles laminados doble T, vigas híbridas o soldadas y secciones U a flexión	$b/t$	$\frac{136}{\sqrt{F_y}}$
Almas bajo combinaciones de flexocompresión	$h_c/t_w$	Para: $P_u / (\phi_b P_y) \leq 0,125$ $\frac{1365}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - 1,54 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$ Para: $P_u / (\phi_b P_y) > 0,125$ $\frac{502}{\sqrt{F_y}} \left[ 2,33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right] \geq \frac{664}{\sqrt{F_y}}$
Tubos de sección circular en compresión simple o flexión	$D/t$	$\frac{8964}{F_y}$
Tubos de sección rectangular en compresión simple o flexión	$b/t$ o $h_c/t$	$\frac{758}{\sqrt{F_y}}$

### 9.5. RELACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

En los nudos viga-columna deberá satisfacerse la siguiente relación:

$$\sum M^*_{pc} / \sum M^*_{pb} > 1 \quad (9-3)$$

siendo:

$\sum M^*_{pc}$  la suma de las proyecciones al eje de la viga, de las resistencias nominales a flexión esperadas de las columnas (incluyendo cartelas si existieran), por encima y por debajo del nudo, teniendo en cuenta la reducción debida al esfuerzo normal en la columna.

Se permite tomar:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c ( F_{yc} - P_{uc}/A_g ) \quad (9-4)$$

Cuando los ejes de vigas opuestas en el mismo nudo no coinciden deberá considerarse el eje intermedio.

$\sum M^*_{pb}$  la suma de las proyecciones al eje de la columna, de las resistencias nominales a flexión de la viga o las vigas que concurran al nudo.

Se permite tomar:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1,1 R_y M_p + M_v) \quad (9-5)$$

$M_v$ , el momento adicional debido a la amplificación producida por el corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna.

Alternativamente, se permite tomar  $\sum M^*_{pb}$  de los resultados de ensayos tal como se requiere en el artículo 9.2.a).

Cuando se utilicen secciones reducidas de vigas se permite tomar:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1,1 R_y F_y z + M_v) \quad (9-6)$$

siendo en las expresiones **b), c) y d)**:

$z$  el módulo de sección plástico mínimo de la sección reducida de viga, en  $\text{mm}^3$ .

$A_g$  el área bruta de la columna, en  $\text{mm}^2$ .

$F_{yc}$  la tensión nominal de fluencia de la columna, en MPa.

$P_{uc}$  la resistencia requerida a compresión axial de la columna (signo positivo), en N.

$Z_c$  el módulo plástico de la sección de la columna, en  $\text{mm}^3$ .

### 9.5.1. Excepciones

Se exceptúan de la condición anterior los siguientes casos:

a) Columnas con  $P_{uc} < 0,3 F_{yc} A_g$ , para todas las combinaciones de carga que no sean las combinaciones especiales de los estados de carga establecidos en el artículo 5.4., y que cumplan con los siguientes requisitos:

1) Columnas en edificios de un piso o en el piso superior de edificios de varios pisos.

2) Columnas donde:

- La suma de las resistencias de diseño al corte de todas las columnas en el piso, exceptuadas por cumplir con la expresión (9-3), sea menor que el **20 %** de la resistencia al corte requerida en el piso.

- La suma de las resistencias de diseño al corte de todas las columnas exceptuadas por cumplir con la expresión (9-3), ubicadas en cada línea de columna en el piso, sea menor que el **33 %** de la resistencia requerida al corte del piso en la línea de columnas. Se entiende por una línea de columnas a una sola línea de columnas o líneas paralelas de columnas ubicadas dentro del **10 %** de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.
- b) Columnas en cualquier piso que tengan una relación entre la resistencia de diseño al corte y la resistencia requerida al corte, que sea **50 %** mayor que la del piso inmediatamente superior.

## 9.6. RESTRICCIÓN LATERAL DE NUDOS VIGA-COLUMNA

### 9.6.1. Nudos restringidos

- a) Cuando se demuestre que la porción de columna ubicada fuera del panel nodal permanece elástica, las alas de la columna en los nudos requieren soporte lateral sólo a nivel del ala superior de las vigas.

Se acepta que la columna permanece elástica cuando la relación calculada usando la expresión (9-3), sea mayor que **2,0**.

- b) Cuando una columna no permanece elástica fuera del panel nodal, se debe cumplir:
- 1) Las alas de la columna deberán estar soportadas lateralmente en los niveles superior e inferior de las alas de la viga.
  - 2) Cada restricción lateral del ala de columna se diseñará para una resistencia requerida igual al **2 %** de la resistencia nominal del ala de viga  $F_y b_f t_{bf}$ .
  - 3) Las alas de la columna deberán estar, directa o indirectamente, soportadas lateralmente, a través del alma de la columna o alas de vigas perpendiculares al plano del pórtico.

### 9.6.2. Nudos no restringidos

Una columna que contiene un nudo viga-columna sin apoyo lateral transversal al plano del pórtico, deberá diseñarse considerando la distancia entre los apoyos laterales adyacentes como altura de la columna, para la verificación del pandeo transversal al plano del pórtico. Además, dicha columna deberá cumplir con las especificaciones del Capítulo H del Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto que:

- a) La resistencia requerida de la columna se determine por la combinación de carga (A.4.5) del CIRSOC 301-2005, donde la acción sísmica  $E$  se toma igual al menor de los siguientes valores:
- 1) La fuerza sísmica amplificada  $\Omega_0 E_H$
  - 2) **1,25** de la resistencia de diseño del pórtico, determinada con la resistencia de diseño a flexión de las vigas, o con la resistencia de diseño al corte del panel nodal.

- b) La esbeltez  $L / r$  de la columna no sea mayor que **60**.
- c) La resistencia requerida a flexión transversal al plano del pórtico de la columna, incluya el momento originado por la aplicación de la fuerza en el ala de la viga, especificada en el artículo 9.6.1.b.2), más el momento de segundo orden debido al desplazamiento resultante del ala de la columna.

## 9.7. APOYO LATERAL DE VIGAS

Ambas alas de una viga deberán apoyarse directa o indirectamente. La longitud no soportada entre apoyos laterales no deberá ser mayor que:  $17500 r_y / F_y$ , ( $r_y$  en mm,  $F_y$  en MPa). Además, se deberán proveer apoyos laterales en las cercanías de fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y en otras ubicaciones donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Si se utilizan elementos con secciones reducidas de viga, ensayados de acuerdo con lo especificado en el Apéndice, la ubicación del apoyo lateral para el elemento deberá ser consistente con el utilizado en los ensayos.

Cualquier apoyo lateral adyacente a una sección reducida de viga deberá cumplir con lo especificado en el artículo 15.5.



# CAPÍTULO 10. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS

## 10.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que los pórticos sismorresistentes no arriostrados intermedios, definidos en el artículo 3.4.a), soporten deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y uniones cuando se encuentre sometidos a las fuerzas resultantes del terremoto de diseño. Los pórticos no arriostrados intermedios deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Capítulo.

Estos pórticos deberán diseñarse de manera que las deformaciones inelásticas inducidas se logren:

- a) Por fluencia de los elementos del pórtico (para el caso de uniones rígidas).
- b) Por fluencia de los elementos de unión (para el caso de uniones semirígidas).

Las uniones rígidas y semirígidas se describen en el artículo A.2-2 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Los pórticos sismorresistentes no arriostrados intermedios deberán cumplir con los requerimientos especificados para los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales establecidos en el Capítulo 9, con las modificaciones siguientes:

***Reemplazar el artículo 9.2.a) por el 10.2.a), como sigue:***

## 10.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES

- a) El diseño de todos los nudos viga-columna y sus uniones usados en el sistema sismorresistente deberán basarse en resultados de ensayos cíclicos de habilitación de acuerdo con lo especificado en el Apéndice, que demuestren una distorsión lateral de piso de al menos **0,02** radianes. Los ensayos cíclicos de habilitación deberán consistir en al menos dos ensayos cíclicos y cumplir con los requerimientos especificados en el artículo 9.2.a).
- b) Los ensayos de uniones viga-columna deberán demostrar una resistencia a flexión en la cara de la columna que sea al menos igual al momento plástico nominal de la viga  **$M_p$**  a la rotación inelástica requerida (ver Apéndice), excepto en los casos siguientes.
  - 1. La resistencia a flexión deberá tomarse como **0,8  $M_p$**  de la viga ensayada cuando el pandeo local de la viga en vez de la fluencia de la viga limite su resistencia flexional o cuando se usen uniones que incorporen una sección reducida en la viga.

2. Se permiten uniones que acomoden las rotaciones requeridas dentro sus elementos y mantengan la resistencia de diseño como se especifica, si puede demostrarse por medio de un análisis racional que cualquier distorsión lateral adicional debida a la deformación de la unión pueda acomodarse en el edificio. Tal análisis racional deberá incluir los efectos de la estabilidad global del pórtico incluyendo los efectos de segundo orden.
3. La resistencia al corte requerida  $V_u$  de una unión viga-columna deberá determinarse usando la combinación de carga  $1,2D + 0,5L + 0,2S$  más el corte resultante de la aplicación de un momento de magnitud igual a  $1,1 R_y F_y Z$  de sentido opuesto en cada extremo de la viga. Se permite alternativamente un valor menor de  $V_u$  si se justifica por un análisis racional. No se necesita que la resistencia al corte requerida supere el corte resultante de la Combinación de Carga dada en la expresión (5-3).

c) Deberán proveerse placas de continuidad consistentes con las uniones ensayadas.

### 10.3. PANEL NODAL

Ver el artículo 9.3.

### 10.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS Y COLUMNAS

Ver el artículo 9.4.

**Reemplazar el artículo 9.4.2 por el 10.4.2, como sigue:**

#### 10.4.2. Relación ancho-espesor

Las vigas deberán cumplir con los valores de  $\lambda_p$  establecidos en la Tabla B.5.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Cuando la relación establecida en la expresión (9-3), sea menor o igual a **1,25** las columnas deberán cumplir con los valores de  $\lambda_p$  establecidos en la Tabla 9.1.

Cuando la expresión (9-3), sea mayor que **1,25** las columnas deben cumplir con los valores de  $\lambda_p$  especificados en la Tabla B.5.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

### 10.5. RELACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

Ver el artículo 9.5.

### 10.6. RESTRICCIÓN LATERAL DE NUDOS COLUMNA

Ver el artículo 9.6.

**Reemplazar el artículo 9.7 por el 10.7, como sigue:**

### **10.7. APOYO LATERAL DE VIGAS**

Ambas alas de una viga deberán apoyarse directa o indirectamente. La longitud no soportada entre apoyos laterales no deberá ser mayor que:  **$25200 r_y / F_y$** , ( $r_y$  en mm,  $F_y$  en MPa). Además, se deberán proveer apoyos laterales en las cercanías de fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y en otras ubicaciones donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante el desarrollo de deformaciones inelásticas.



# CAPÍTULO 11. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CONVENCIONALES

## 11.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que los pórticos no arriostrados convencionales, definidos en el artículo 3.4.a), soporten mínimas deformaciones inelásticas en sus miembros y uniones cuando se encuentren sometidos a las fuerzas resultantes del terremoto de diseño. Los pórticos no arriostrados intermedios deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Capítulo.

## 11.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES

**11.2.a.** Las uniones viga-columnas deberán realizarse con soldaduras y/o tornillos de alta resistencia. Se permite que las uniones sean rígidas o semirrígidas de acuerdo con lo siguiente:

- 1) Las uniones rígidas que son parte del Sistema Sismorresistente deberán diseñarse para una resistencia requerida a la flexión  $M_u$ , que sea al menos igual a la menor entre  $1,1 R_y M_p$  de la viga o el máximo momento que pueda ser transmitido por el sistema. En el caso de uniones con alas soldadas, deberán removerse la placa sostén de la soldadura y los apéndices de extensión, excepto la placa sostén del ala superior que se permite que permanezca en el lugar si está unida al ala de la columna por una soldadura continua de filete en el borde debajo de la soldadura a tope con penetración total. Después de la remoción de la placa sostén, la superficie deberá repararse y agregarse una soldadura en filete en el contorno. Deberán removerse los apéndices de extensión y la superficie emparejada y pulida. No deberán usarse soldadura de un solo lado a tope con penetración parcial y de filete para resistir fuerzas de tracción en las uniones. Las uniones soldadas en dos lados a tope de penetración parcial y en filete que resistan fuerzas de tracción en las uniones, deberán diseñarse para resistir una fuerza requerida de  $1,1 R_y F_y A_g$  del elemento unido o parte.
- 2) Se permiten las uniones semirrígidas cuando se cumpla con los siguientes requerimientos:
  - a) Deberán poseer la resistencia de diseño especificada en el artículo 11.2.a.1).
  - b) La resistencia nominal a flexión de la unión deberá ser no menor que el **50 %** del menor de los  $M_p$  de la viga o columna que concurre al nudo.
  - c) Deberá considerarse en el diseño la rigidez y resistencia de las uniones semirrígidas, incluyendo el efecto sobre la estabilidad global del pórtico.

**11.2.b.** La resistencia requerida al corte de uniones viga-columna rígidas deberá determinarse usando la combinación de carga  $1,2 D + 0,5 L + 0,2 S$  más el corte resultante de la aplicación de dos momentos iguales en magnitud y de sentido opuesto  $1,1 R_y F_y Z$  en cada extremo de la viga. Se permite alternativamente un valor menor si se justifica por medio de un análisis racional.

Para uniones semirrígidas,  $V_u$  se determinará a partir de la combinación de carga anterior más el corte resultante del máximo momento extremo que la unión semirrígida es capaz de resistir.

### 11.3. PLACAS DE CONTINUIDAD

Cuando las uniones rígidas se realicen por medio de soldaduras de las alas de la viga o placas de unión viga-ala directamente a las alas de la columna, deberán proveerse placas de continuidad para transmitir las fuerzas en las alas de la viga al alma o almas de la columna. Las uniones soldadas de las placas de continuidad a las alas de la columna deberán ser a tope con penetración total, a tope con penetración parcial en ambas caras combinadas con cordones de soldaduras en filete de refuerzo, o en filete en ambas caras y deberán poseer una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia de diseño de la superficie de contacto de la placa con el ala de la columna. Las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna deberán tener una resistencia de diseño al corte que sea al menos igual a la menor de las siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño en las uniones de la placa de continuidad a las alas de la columna.
- b) La resistencia de diseño al corte de la superficie de contacto de la placa con el alma de la columna.
- c) La resistencia de diseño de la soldadura que desarrolle la resistencia de diseño al corte del panel nodal
- d) La fuerza real transmitida por el rigidizador.

No se requerirán placas de continuidad si las uniones ensayadas demuestran que puede lograrse la rotación inelástica requerida sin su uso.

# CAPÍTULO 12. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CON VIGAS RETICULADAS

## 12.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que los pórticos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas, definidos en el artículo 3.4.a), experimenten importantes deformaciones inelásticas dentro de un tramo de la viga reticulada especialmente diseñado, cuando se encuentre sometido al terremoto de diseño. El uso de estos pórticos está limitado a longitudes de viga que no excedan los **20 m** y altura total no mayor que **1,8 m**. Las columnas y los tramos de vigas ubicados fuera del tramo especial deberán diseñarse para que permanezcan elásticos bajo los esfuerzos generados en el tramo especial totalmente plastificado, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación.

Estos pórticos deberán cumplir con los requerimientos de este Capítulo.

## 12.2. TRAMO ESPECIAL

Cada viga reticulada que sea parte de la estructura sismorresistente deberá tener un tramo especial ubicado dentro de la semiluz media de la viga.

La longitud del tramo especial deberá estar comprendida entre el **10 %** y el **50 %** de la luz de la viga.

La relación entre longitud y altura de cualquier panel del tramo especial no deberá ser mayor que **1,5** ni menor que **0,67**.

Los paneles, dentro del tramo especial, deberán ser todos Vierendell o todos arriostrados en **X**. No se permite ninguna combinación entre ellos, ni el uso de otras configuraciones de las diagonales distinta a la **X**.

Cuando se usen elementos diagonales en el tramo especial deberán estar separados por elementos verticales.

Los elementos diagonales deberán interconectarse en los puntos de cruce. Esta interconexión deberá tener una resistencia de diseño adecuada para resistir un esfuerzo que sea al menos igual al **25 %** de la resistencia nominal a tracción del elemento diagonal. No podrán utilizarse uniones abulonadas en los elementos del alma ubicados dentro del tramo especial.

No se permiten empalmes de los cordones (superior e inferior) dentro del tramo especial, ni dentro de la mitad de la longitud del panel, medida desde los extremos del tramo especial.

Los esfuerzos axiales en los elementos diagonales del alma dentro del tramo especial, generados por la carga permanente más la sobrecarga mayoradas, no deberán ser mayores que  $0,03 F_y A_g$ .

### 12.3. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DEL TRAMO ESPECIAL

En el estado de plastificación total, el tramo especial deberá desarrollar una resistencia nominal al corte a través de la resistencia nominal a flexión de los cordones y a través de las resistencias nominales a tracción y a compresión de los elementos diagonales del alma.

Los cordones superior e inferior en el tramo especial, deberán tener igual sección transversal y deberán proveer al menos el **25 %** de la resistencia al corte vertical requerida en el estado de plastificación total. La resistencia axial de los cordones no deberá ser mayor que  $0,45 \phi A_g F_y$ , con  $\phi = 0,90$ .

Los elementos diagonales en cualquier panel del tramo especial deberán tener igual sección transversal.

Las uniones extremas de los elementos diagonales del alma en el tramo especial deberán tener una resistencia de diseño que sea al menos igual a la resistencia a tracción esperada del elemento del alma,  $R_y F_y A_g$ .

### 12.4. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS UBICADOS FUERA DEL TRAMO ESPECIAL

Todos los elementos y uniones, excepto aquéllos del tramo especial, desarrollados en el artículo 12.2, deberán tener una resistencia de diseño para absorber las combinaciones de cargas A.4.5 y A.4.6 especificadas en el reglamento CIRSOC 301-2005, y las cargas laterales necesarias para desarrollar una resistencia al corte vertical esperada  $V_{ne}$ , en todos los tramos, la cual se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{ne} = \frac{3,75 R_y M_{nc}}{L_s} + 0,075 EI \frac{(L - L_s)}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0,3 P_{nc}) \text{sen } \alpha \quad (12-1)$$

siendo:

$R_y$  el factor de modificación de la tensión de fluencia (ver el artículo 3.2).

$M_{nc}$  la resistencia nominal a flexión, en Nmm.

$E I$  la rigidez elástica a flexión de los cordones del tramo especial.

$L$  la luz de la viga, en mm.

$L_s$  la longitud del tramo especial, en mm.



$P_{nt}$	la resistencia nominal a tracción de los elementos diagonales del tramo especial, en N.
$P_{nc}$	la resistencia nominal a compresión de los elementos diagonales del tramo especial, en N.
$\alpha$	el ángulo que forman los elementos diagonales con la horizontal, en radianes.

## 12.5. RELACIÓN ANCHO-ESPESOR

Los elementos diagonales del alma dentro del tramo especial, deberán estar constituidos por barras planas con una relación ancho-espesor que sea menor o igual a **2,5**. La relación ancho espesor de los cordones no deberá exceder los valores límites de  $\lambda_p$  dados en la Tabla 9.1.

La relación ancho-espesor de perfiles angulares, alas y almas de sección **T** utilizados en los cordones del tramo especial, no deberá ser mayor que  $136 / \sqrt{F_y}$  ( $F_y$  en MPa).

## 12.6. ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Los cordones superior e inferior de las vigas deberán estar arriostrados lateralmente en los extremos del tramo especial y en intervalos no mayores que  $L_p$  a lo largo de toda la longitud de la viga, de acuerdo con lo especificado en la Sección F.1. del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Cada arriostramiento lateral en los extremos o dentro del tramo especial deberá tener una resistencia de diseño de al menos el **5 %** de la resistencia a compresión nominal  $P_{nc}$  del cordón del tramo especial.

Los arriostramientos laterales ubicados fuera del tramo especial deberán tener una resistencia de diseño de al menos **2,5 %** de la resistencia nominal a compresión  $P_{nc}$  del cordón adyacente mayor.



# CAPÍTULO 13. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

## 13.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente (**PSEAC**), definidos en el artículo 3.4.b), desarrollen importantes deformaciones inelásticas bajo la acción del terremoto de diseño. Estos pórticos tienen una mayor ductilidad que los pórticos convencionales arriostrados concéntricamente definidos en el Capítulo 14, debido a una menor degradación de resistencia cuando las riostras comprimidas pandean.

Los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Capítulo.

## 13.2. RIOSTRAS

a) **Esbeltez:**

Las riostras deberán tener  $Kl/r \leq 2626 / \sqrt{F_y}$

b) **Resistencia requerida a compresión:**

La resistencia requerida a compresión de una riostra no debe exceder la resistencia de diseño  $\phi_c P_n$ .

c) **Distribución de las fuerzas laterales:**

En cualquier plano arriostrado, las riostras deberán disponerse en direcciones alternadas. Para cualquier dirección de la fuerza sísmica paralela al plano, al menos el **30 %** y no más del **70 %** de la fuerza horizontal total, deberá ser resistida por riostras en tracción, a menos que la resistencia nominal a compresión  $P_n$  de cada riostra sea mayor que la resistencia requerida  $P_u$  resultante de la aplicación de las combinaciones especiales de carga establecidas en el artículo 5.4. Se entiende por plano arriostrado a un solo plano o a un conjunto de planos paralelos que se encuentren ubicados en planta en una longitud menor o igual al **10 %** de la dimensión del edificio perpendicular al plano.

d) **Relación ancho-espesor:**

La relación ancho-espesor de las riostras comprimidas deberán cumplir los requerimientos de compacidad del Reglamento CIRSOC 301-2005 especificados en la Tabla B.5.1 ( $\lambda < \lambda_p$ ) y los siguientes:

- Las riostras deberán ser compactas ( $\lambda < \lambda_p$ ). La relación ancho-espesor de los perfiles angulares no deberá ser mayor que  $136/\sqrt{F_y}$  ( $F_y$  en MPa).

Los elementos con perfiles *I* y *U* usados como riostras deberán cumplir con  $\lambda_p$  en la Tabla 9.1.

- Las riostras tubulares de sección circular deberán tener una relación entre el diámetro exterior y el espesor de la pared de acuerdo con lo especificado en la Tabla 9.1., a menos que la pared se rigidice.
  - Las riostras tubulares de sección rectangular deberán tener una relación entre el ancho y el espesor de la pared de acuerdo con lo especificado en la Tabla 9.1., a menos que la pared se rigidice.
- e) Elementos de secciones armadas: La esbeltez de los elementos individuales que conforman una sección armada, determinada entre uniones, no deberá ser mayor que el **40 %** de la relación de esbeltez de la riostra.

La resistencia total de diseño al corte de las uniones (bulones, soldaduras, etc.), deberá ser al menos igual a la resistencia de diseño a tracción de cada elemento individual que conforma la sección armada. Se deberán usar no menos de dos uniones con una separación uniforme. Las uniones abulonadas no deberán ubicarse dentro del cuarto medio de la longitud de la riostra.

**Excepción:** Cuando se demuestre que las riostras pandean sin producir corte en las uniones, el espaciado de éstas deberá ser tal que la relación de esbeltez ( $l/r$ ) de los elementos individuales no exceda **0,75** veces la relación de esbeltez de la riostra de sección armada.

### 13.3. UNIONES DE RIOSTRAS

#### a) **Resistencia requerida:**

La resistencia requerida de la unión (incluyendo las uniones del nudo viga-columna si éstas son parte del sistema de arriostramiento), deberá ser la menor de las siguientes:

- 1) La resistencia nominal a tracción de la riostra determinada como  $R_y F_y A_g$ .
- 2) El esfuerzo máximo, proveniente de un análisis plástico o estático incremental no lineal, que puede ser transmitido a la riostra por la estructura.

#### b) **Resistencia a tracción:**

La resistencia de diseño a tracción de las riostras y sus uniones, basada en los estados límites de rotura a tracción sobre el área neta efectiva y la resistencia a rotura por corte y tracción (bloque de corte), como se especifica en el Capítulo D y la Sección J.4.3 del Reglamento CIRSOC 301-2005, deberá ser al menos igual a la resistencia requerida de la riostra como se establece en el artículo 13.3.a).

c) **Resistencia a flexión:**

En la dirección en la cual el análisis indique que la riostra pandea, la resistencia de diseño a flexión de la unión, será igual o mayor que la resistencia nominal a flexión esperada  $1,1 R_y M_p$  de la riostra, respecto del eje crítico de pandeo.

**Excepción:** Cuando el análisis indique que el pandeo de la riostra se producirá fuera del plano del pórtico, que la placa nodal no tenga suficiente rigidez a la flexión fuera de su propio plano y además, que pueda desarrollar rotaciones inelásticas asociadas con deformaciones post-pandeo, se permite el no-cumplimiento de lo especificado en el artículo 13.3.c), siempre que la resistencia de diseño de la unión sea al menos igual a la resistencia nominal  $F_{cr} A_g$  de la riostra.

d) **Placas nodales:**

El diseño de las placas nodales deberá considerar la posibilidad del pandeo.

### 13.4. REQUERIMIENTOS ESPECÍFICOS PARA CONFIGURACIONES ESPECIALES DE RIOSTRAS. (V, V invertida y K)

a) Los pórticos sismorresistentes con arriostramientos en **V** y en **V invertida** deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- 1) Una viga que sea interceptada por riostras deberá ser continua entre columnas.
- 2) Una viga que sea interceptada por riostras deberá diseñarse para soportar los efectos de las cargas permanentes y de las sobrecargas correspondientes, establecidas en las combinaciones de cargas **A.4-1**, **A.4-2** y **A.4-3** especificadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005, suponiendo que los arriostramientos no están presentes.
- 3) Una viga que es interceptada por riostras deberá diseñarse para resistir los efectos de las combinaciones de cargas **A.4-5** y **A.4-6** especificadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005, reemplazando el término **E** por la carga **Q<sub>b</sub>**, la cual es el efecto de la carga vertical desbalanceada máxima aplicado a la viga por las riostras.

Este efecto de carga deberá calcularse usando una carga mínima **P<sub>y</sub>** para la riostra a tracción y una carga máxima de **0,3 φ<sub>c</sub> P<sub>n</sub>** para la riostra en compresión.

- 4) En el punto de intersección de las riostras, las alas superior e inferior de la viga, deberán diseñarse para soportar una carga lateral igual al **2 %** de la resistencia nominal **F<sub>y</sub> b<sub>f</sub> t<sub>bf</sub>**, del ala de la viga.

**Excepción:** Las limitaciones a.2) y a.3), no necesitan ser aplicadas a un ático, edificios de un piso ni al último piso de un edificio de varios pisos.

b) En los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente no se permiten arriostramientos en **K**.

## 13.5. COLUMNAS

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

a) **Relación ancho-espesor:**

La relación ancho-espesor de los elementos comprimidos de la columna, rigidizados y no rigidizados, deberán cumplir con los requerimientos para elementos arriostrados establecidos en el artículo 13.2.d).

b) **Empalmes:**

Además de cumplir con los requerimientos establecidos en el artículo 8.3, los empalmes de columnas deberán diseñarse para desarrollar al menos, la resistencia nominal al corte del menor de los elementos empalmados y el **50 %** de la resistencia nominal a flexión del elemento empalmado de menor sección. Los empalmes deberán ubicarse en el tercio medio de la altura libre de columna.

# CAPÍTULO 14. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES CONVENCIONALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

## 14.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que en los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente (**PSCAC**), definidos en el artículo 3.4.b), se desarrollen deformaciones inelásticas limitadas en sus elementos y uniones, bajo la acción del terremoto de diseño. Estos pórticos tienen una menor ductilidad que los pórticos especiales arriostrados concéntricamente definidos en el Capítulo 13, debido a una mayor degradación de resistencia cuando las riostras comprimidas pandean.

Los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Capítulo.

## 14.2. RESISTENCIA

La resistencia requerida de los miembros que no sean las uniones de pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente deberá basarse en las combinaciones especiales de estados de carga especificadas en el artículo 5.4. La resistencia de diseño de las uniones de riostras deberán ser iguales o mayores que la resistencia esperada a tracción de la riostra, determinada como  $R_y F_y A_g$ . En configuraciones en **V** ó **V invertida** no deberán usarse riostras con  $Kl/r > 1890 / \sqrt{F_y}$ .





# CAPÍTULO 15. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

## 15.1. INTRODUCCIÓN

Se espera que los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente (**PSAE**), definidos en el artículo 3.4.c), desarrollen importantes deformaciones inelásticas en los enlaces bajo la acción del terremoto de diseño.

Las riostras diagonales, columnas y los segmentos de viga ubicados fuera del enlace deberán diseñarse para mantenerse elásticos bajo los máximos esfuerzos que puedan generarse a través de la plastificación total de los enlaces, considerando el endurecimiento por deformación; excepto donde se lo permita en este Capítulo.

En el piso superior de un edificio de más de cinco pisos, se permite diseñar un pórtico arriostrado excéntricamente como un pórtico especial o convencional arriostrado concéntricamente y aún ser considerado, con el propósito de la determinación de los factores del sistema especificado en las Tablas 4.1. y 5.1. de este Reglamento.

Estos pórticos deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Capítulo.

## 15.2. ENLACES

- a) Los enlaces deberán cumplir con las relaciones ancho-espesor establecidas en la Tabla 9.1.
- b) La tensión de fluencia nominal del acero usado en los elementos de enlace no deberá exceder los **350 MPa**.
- c) No se permiten las placas nodales de refuerzo ni perforaciones en el alma de un elemento de enlace.
- d) La resistencia requerida al corte de un enlace  $V_u$ , no deberá exceder la resistencia de diseño al corte del enlace  $\phi V_n$ , excepto con lo establecido en el artículo 15.2.f).; donde  $V_n$  es la resistencia nominal al corte del enlace, igual al menor de los valores  $V_p$  ó  $2 M_p / e$ .

siendo:

$$V_p = 0,60 F_y (d - 2 t_f) t_w, \text{ en N.}$$

$$\phi = 0,90$$

$$e \quad \text{la longitud del enlace, en mm.}$$

- e) No es necesario considerar el efecto del esfuerzo axial en la resistencia de diseño al corte del enlace cuando la resistencia axial requerida  $P_u$  en el enlace sea igual o menor que  $0,15 P_y$ , donde  $P_y$  es igual a  $F_y A_g$ .
- f) Si la resistencia axial requerida  $P_u$  en un enlace es mayor que  $0,15 P_y$ , se deberán considerar los siguientes requerimientos adicionales:

- 1) La resistencia al corte de diseño del enlace deberá ser el menor de  $\phi V_{pa}$  ó  $2\phi M_p / e$ .

siendo:

$$\phi = 0,90$$

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \quad \text{a)}$$

$$M_{pa} = 1,18 M_p \left[ 1 - (P_u / P_y) \right] \quad \text{b)}$$

- 2) La longitud del enlace no deberá exceder:

$$\left[ 1,15 - 0,5 \rho' (A_w / A_g) \right] 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad \text{cuando} \quad \rho' (A_w / A_g) \geq 0,30$$

$$\text{ni} \quad 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad \text{cuando} \quad \rho' (A_w / A_g) < 0,30$$

siendo:

$$A_w = (d_b - 2 t_f) t_w$$

$$\rho' = P_u / V_u$$

- g) El ángulo de rotación del enlace es el ángulo formado entre el enlace y el tramo de viga ubicado fuera del enlace, cuando la distorsión horizontal de piso total es igual a la distorsión horizontal de piso de diseño ( $\Delta$ ). El ángulo de rotación del enlace no deberá exceder los valores siguientes:

- 1) **0,08** radianes para longitudes de enlace menores o iguales que  $1,6 M_p / V_p$
- 2) **0,02** radianes para longitudes de enlace mayores o iguales que  $2,6 M_p / V_p$
- 3) El valor determinado por interpolación lineal entre los valores especificados anteriormente para longitudes de enlaces comprendidas entre  $1,6 M_p / V_p$  y  $2,6 M_p / V_p$ .

### 15.3. RIGIDIZADORES DE ENLACES

- a) Deberán proveerse rigidizadores en la altura total del alma del enlace, en los extremos del mismo, a ambos lados del alma.

Estos rigidizadores deberán tener:

- 1) Un ancho combinado no menor que  $b_f - 2 t_w$ , donde  $t_w$  es el espesor del alma del enlace y  $b_f$  es el ancho del ala del enlace.
  - 2) Un espesor no menor que el mayor de los siguientes valores: **0,75  $t_w$**  ó **9,5 mm**.
- b) Se deberán proveer rigidizadores intermedios del alma del enlace, en los casos siguientes:

- 1) Para longitudes de enlace **1,6  $M_p / V_p$**  o menores, se proveerán rigidizadores intermedios de alma espaciados a intervalos que no superen los valores siguientes:
  - Para un ángulo de rotación del enlace de **0,08** radianes: **30  $t_w - d/5$**
  - Para ángulos de rotaciones de **0,02** radianes o menores: **52  $t_w - d/5$**

Se deberá usar interpolación lineal para valores de ángulos comprendidos entre **0,08** y **0,02** radianes.

- 2) En los enlaces de longitudes mayores que **2,6  $M_p / V_p$**  y menores que **5  $M_p / V_p$** , los rigidizadores se ubicarán a una distancia de **1,5  $b_f$**  a partir de cada extremo.
- 3) Para longitudes de enlace entre **1,6  $M_p / V_p$**  y **2,6  $M_p / V_p$** , los rigidizadores intermedios deberán cumplir con los requisitos establecidos en los puntos 1 y 2 anteriores.
- 4) No se requieren rigidizadores intermedios de alma para longitudes de enlace mayores que **5  $M_p / V_p$** .
- 5) Los rigidizadores intermedios deberán tener la altura del alma del enlace.

Para enlaces con altura de alma menor que **635 mm**, se requieren rigidizadores solamente en uno de los lados del alma.

El espesor de estos rigidizadores no deberá ser menor que el mayor valor:  $t_w$  o **9,5 mm**, y el ancho no deberá ser menor que **( $b_f / 2$ ) -  $t_w$** .

Para enlaces con altura de alma de **635 mm** o mayor, se requieren rigidizadores intermedios similares a ambos lados del alma.

- c) Una soldadura en filete que conecta un rigidizador con el alma del enlace, deberá tener una resistencia de diseño al menos igual que  **$F_y A_{st}$** , donde  **$A_{st}$**  es el área del rigidizador.

Las soldaduras en filete entre el rigidizador y las alas del enlace, deberán tener una resistencia de diseño al menos igual que  $F_y A_{st} / 4$ .

#### 15.4. UNIONES ENLACE-COLUMNA

Cuando un enlace se conecta a una columna deberán cumplirse los requerimientos adicionales que a continuación se detallan:

- a) El diseño de la unión enlace-columna deberá basarse en resultados de ensayos cíclicos que demuestren una capacidad de rotación inelástica que sea **20 %** mayor que la calculada para la distorsión horizontal de piso de diseño. Los resultados de los ensayos deberán cumplir con los artículos 9.2.a) y 9.2.b), excepto que el ángulo de rotación inelástica cumpla con el artículo 15.2.g).
- b) Cuando el extremo del enlace que concurre a la unión viga-columna esté reforzado para evitar la plastificación en el tramo de la viga, se permite tomar como longitud del enlace el tramo de viga comprendido entre el extremo del tramo reforzado y la unión con la riostra.

Cuando se usen estos tipos de enlaces y su longitud no exceda  $1,6 M_p / V_p$ , no se requerirán ensayos cíclicos de la unión reforzada, siempre que la resistencia de diseño de la sección reforzada y de la unión sea igual o mayor que la resistencia requerida del enlace, calculada teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación, como se describe en el artículo 15.6.a).

Se deberán colocar rigidizadores con altura total del alma en la interfaz enlace-refuerzo, tal como lo establece el artículo 15.3.a).

#### 15.5. APOYO LATERAL DE ENLACES

Deberán proveerse apoyos laterales a las alas superior e inferior del enlace en los extremos del mismo. Estos apoyos laterales extremos deberán tener una resistencia de diseño del **6 %** de la resistencia esperada del ala del enlace calculada como  $R_y F_y b_f t_f$ .

#### 15.6. RIOSTRAS Y TRAMO DE VIGA UBICADO FUERA DEL ENLACE

- a) La resistencia requerida a flexión y esfuerzo normal de una riostra, deberá ser la proveniente de los esfuerzos normales y los momentos generados por la resistencia al corte esperada del enlace  $R_y V_n$ , incrementado en un **25%** debido al endurecimiento por deformación.  $V_n$  es el corte definido en el artículo 15.2. Las resistencias de diseño de una riostra determinada de acuerdo con el Capítulo H (incluyendo el Apéndice, artículo A-H.3.) del Reglamento CIRSOC 301-2005, deberán ser mayores que las resistencias requeridas anteriormente mencionadas.
- b) El diseño del tramo de viga ubicado fuera del enlace deberá contemplar:
  - 1) La resistencia requerida del tramo de la viga ubicado fuera del enlace deberá ser calculada a partir de los esfuerzos generados por al menos **1,1** veces la resistencia

nominal al corte del enlace  $R_y V_n$  ( $V_n$  definida en el artículo 15.2). Para la determinación de la resistencia de diseño de este tramo de viga se permite multiplicar las resistencias de diseño definidas según el Reglamento CIRSOC 301-2005 por  $R_y$ .

- 2) Donde el análisis indique la necesidad de mantener la estabilidad de la viga, se proveerán apoyos laterales a la misma. Tales apoyos deberán ser provistos en las alas superior e inferior de la viga y cada uno deberá tener una resistencia requerida de al menos **2%** de la resistencia nominal del ala de la viga calculada como  $F_y b_f t_f$ .
- c) El punto de intersección de los ejes longitudinales de la viga y la riostra deberá ubicarse en el extremo del enlace o en el interior de éste.
- d) La resistencia requerida de la unión riostra-viga en el extremo del enlace, deberá tener al menos, la resistencia esperada de la riostra según lo establece el artículo 15.6.a). Ninguna porción de esta unión podrá extenderse dentro de la longitud del enlace. Deberá usarse una unión rígida si la riostra resiste una parte de los momentos extremos del enlace.
- e) La relación ancho-espesor de la riostra deberá satisfacer el valor de  $\lambda_p$  establecido en la Tabla B.5-1 del Reglamento CIRSOC 301-2005.

### 15.7. UNIONES NUDO VIGA-COLUMNA

Se permite diseñar la unión del nudo viga-columna como articulada en el tramo de viga ubicado fuera del enlace. La unión deberá poseer una resistencia torsional requerida alrededor del eje longitudinal de la viga para resistir el momento torsor generado por dos fuerzas iguales y contrarias de al menos **2%** de la resistencia nominal del ala de la viga, calculada como  $F_y b_f t_f$ , actuando lateralmente en las alas de la viga.

### 15.8. RESISTENCIA REQUERIDA EN LAS COLUMNAS

Además de los requerimientos establecidos en la Capítulo 8, la resistencia requerida de columnas deberá determinarse a partir de las combinaciones de estados de carga A.4-5 y A.4-6, establecidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005, excepto que los momentos y las cargas axiales que solicitan la columna adyacente a la unión de un enlace o riostra, sean mayores que aquellos generados por la resistencia nominal esperada del enlace multiplicada por **1,1** para considerar el endurecimiento por deformación.

La resistencia esperada del enlace es  $R_y V_n$ , con  $V_n$  definido en el artículo 15.2.d).



## CAPÍTULO 16. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

Los requerimientos generales y responsabilidades para un plan de aseguramiento de la calidad deberán estar de acuerdo con los requerimientos establecidos por la presente Parte IV y la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

En el plan de aseguramiento de la calidad deberán incluirse las inspecciones especiales y ensayos necesarios para establecer que la construcción se ejecute conforme a lo establecido por estas prescripciones. Cuando se establezca el plan de aseguramiento de la calidad deberán considerarse el programa de aseguramiento de la calidad del contratista y requisitos tales como la participación en un programa de certificación de calidad.

Los ensayos e inspecciones mínimas establecidas en el plan de control de calidad por encima de las requeridas en la sección M.5 del Reglamento CIRSOC 301-2005, deberán ajustarse de acuerdo con lo siguiente:

- Además de la inspección visual (que es correcta como primera aproximación) se deben exigir ensayos o verificaciones (radiografiado, por ejemplo) para comprobar que no hay fisuras u otro tipo de imperfecciones.
- Los ensayos no destructivos de soldaduras según lo establecido en la norma IRAM- IAS U 500-164, servirán de apoyo pero nunca reemplazarán la inspección visual.
- Toda soldadura a tope de penetración parcial o completa, sujeta a fuerzas netas de tracción en elementos que forman parte de la estructura sismorresistente (Capítulos 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15), deberán ser ensayadas usando métodos no destructivos, aprobados y establecidos en el Reglamento CIRSOC 304-2007.

**Excepción:** Se permite la reducción del número de ensayos no destructivos sólo si es aprobado por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

Cuando las soldaduras de las placas nodales de refuerzo o de las placas de continuidad ocurren en el “área k” de columnas de acero laminado, el “área k” adyacente a las soldaduras deberá inspeccionarse después de la fabricación a requerimiento del Proyectista Estructural, Director de Obra o Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación por medio de métodos no destructivos de acuerdo con la norma IRAM-IAS correspondiente o con las especificaciones del documento ANSI/AWS D1.1.- 2004 Structural Welding Code Steel.





# APÉNDICE

## REQUISITOS PARA ENSAYOS CÍCLICOS DE UNIONES VIGA-COLUMNA Y ENLACE-COLUMNA

### A.1. ALCANCE Y PROPÓSITO

Este Apéndice incluye los requerimientos para la ejecución de ensayos cíclicos de nudos viga-columna de pórticos sismorresistentes no arriostrados resistentes a cargas laterales y uniones enlace-columna en los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente, cuando se lo requiera específicamente en la presente Parte IV.

El propósito de los ensayos descritos en este Apéndice es proveer evidencia que las uniones satisfacen los requerimientos de resistencia y rotación inelástica establecidas en estas prescripciones. Se permitirán requisitos alternativos de ensayos cuando sean aprobados por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

Este Apéndice provee solamente las recomendaciones mínimas para condiciones simplificadas de ensayos. Si las condiciones en el edificio así lo justifican, se deberán ejecutar ensayos adicionales para garantizar durante un terremoto un comportamiento confiable y satisfactorio de las uniones ensayadas.

### A.2. SIMBOLOGÍA

El número entre paréntesis luego de la definición de un símbolo se refiere al artículo en el cual el símbolo es utilizado por primera vez:

$\theta$  distorsión lateral de piso (A.6).

$\gamma$  ángulo de rotación del enlace (A.6).

### A.3. DEFINICIONES

**Ciclo de carga completo:** Un ciclo de rotación tomado de fuerza cero a fuerza cero, incluyendo un máximo positivo y un máximo negativo.

**Distorsión lateral de piso:** Desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan un piso dividido por la altura de piso, en radianes.

**Modelo de ensayo:** Porción de un pórtico representativa del prototipo para ser usada en ensayos de laboratorio.

**Prototipo:** Son las uniones, dimensiones de los elementos, propiedades del acero y otras características de la construcción, detallamiento y diseño utilizados en la estructura del edificio verdadero.

**Rotación Inelástica:** La porción permanente o plástica del ángulo de rotación entre una viga y la columna o entre un enlace y la columna del espécimen del ensayo, medida en radianes. La rotación inelástica deberá ser calculada mediante un análisis de las deformaciones del modelo de ensayo. Las fuentes de rotación inelástica incluyen la fluencia de los miembros, la fluencia de los elementos de unión y de los conectores, y el deslizamiento entre miembros y elementos de unión. Las rotaciones inelásticas de uniones viga-columna en pórticos no arriostrados, deberán computarse con base en la hipótesis de que la acción inelástica se concentra en un solo punto ubicado en la intersección del eje de la viga con el eje de la columna. Las rotaciones inelásticas de las uniones enlaces-columnas en pórticos arriostrados excéntricamente deberán computarse con base en la hipótesis de que la acción inelástica se concentra en un solo punto ubicado en la intersección del eje de la riostra con la cara de la columna.

**Subensamblaje:** Es la combinación del modelo y el utillaje usado en el ensayo.

**Utillaje:** Elementos y accesorios de fijación y apoyo, equipo de aplicación de cargas y de arriostramiento lateral, usados para ensayar el modelo.

#### **A.4. REQUISITOS PARA ENSAYOS DE SUBENSAMBLAJES**

El ensayo de subensamblajes deberá asemejarse tanto como sea posible a las condiciones que tendrá el prototipo durante un terremoto. Este tipo de ensayos deberá contemplar las siguientes características:

- 1) El modelo de ensayo deberá consistir en al menos una columna con vigas o enlaces unidos a uno o ambos lados de la columna.
- 2) Los puntos de inflexión del modelo deberán coincidir aproximadamente con los puntos de inflexión que tendrá el prototipo bajo la acción de un terremoto.
- 3) Se permite el arriostramiento lateral del subensamblaje cerca de los puntos de aplicación de cargas o reacciones, con el objeto de proveer, si fuese necesario, estabilidad lateral al subensamblaje. No se permiten arriostramientos laterales adicionales en el subensamblaje a menos que tales arriostramientos sean una réplica de las condiciones utilizadas en el prototipo.

#### **A.5. PRINCIPALES VARIABLES DEL ENSAYO**

El modelo deberá asemejarse tanto como sea posible al diseño, detallamiento, características de construcción y propiedades del material del prototipo. Las siguientes variables deberán ser fielmente representadas en el modelo a ensayar:

##### **A.5.1. Fuentes de rotación inelástica**

Las rotaciones inelásticas deberán ubicarse en los mismos elementos estructurales y elementos de unión del modelo, tal como se prevé que ocurra en el prototipo, por ejemplo en la viga/s, enlaces, panel nodal, columna o elementos de unión.

La proporción de rotación inelásticas que se desarrolla en cada elemento estructural o elemento de unión del modelo deberá ser, al menos, el **75 %** de la rotación inelástica desarrollada en los elementos estructurales o elementos de unión en el prototipo.

#### **A.5.2. Dimensión de los elementos**

- 1) La dimensión de la viga o enlace usado en el modelo de ensayo deberá estar dentro de los siguientes límites:
  - a) La altura de la viga o enlace a ensayar no deberá ser menor que el **90 %** de la altura de la viga o enlace del prototipo.
  - b) El peso por unidad de longitud de la viga o enlace a ensayar no deberá ser menor que el **75 %** del peso por unidad de longitud de la viga o enlace del prototipo.
- 2) Las dimensiones de la columna utilizadas en el modelo, deberán ser tales que representen adecuadamente el comportamiento inelástico según lo establecido en el artículo A.5.1. Se permite una extrapolación de los resultados fuera de las limitaciones establecidas, siempre que esté sujeta a una revisión por profesionales calificados y a la aprobación de la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

#### **A.5.3. Detalles de unión**

Los detalles de unión usados en el modelo deberán representar, tan fielmente como sea posible, los detalles de unión del prototipo. Los elementos de unión utilizados en el modelo serán una representación a escala natural de los elementos de unión utilizados en el prototipo.

#### **A.5.4. Placas de continuidad**

Las dimensiones y detalles de uniones de las placas de continuidad utilizadas en el modelo, deberán ser tales que se ajusten, tanto como sea posible, a las dimensiones y detalles de unión de las placas de continuidad utilizadas en las uniones del prototipo.

#### **A.5.5. Resistencia del material**

Para cada elemento estructural o elemento de unión del modelo, que desarrolla rotaciones inelásticas a través de su plastificación, se deberán satisfacer los siguientes requerimientos adicionales:

- a) La tensión de fluencia se determinará por medio de ensayos de los materiales utilizados en el modelo como lo especifica el artículo A.8. En este artículo no se permite el uso de los valores de las tensiones de fluencia que proveen los fabricantes de acero (fluencia nominal).
- b) La tensión de fluencia no deberá ser menor que  **$0,85 F_{ye}$**  para el tipo de acero utilizado en el prototipo. La tensión de fluencia esperada  **$F_{ye}$**  se determinará de acuerdo con lo establecido en artículo 3.2.

### **A.5.6. soldaduras**

Las soldaduras del modelo deberán asemejarse a las del prototipo tanto como sea posible. Adicionalmente, las soldaduras en el modelo deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Las soldaduras deberán ejecutarse siguiendo estrictamente las especificaciones de soldaduras definidas en el Reglamento CIRSOC 304-2007.

Las variables esenciales del procedimiento de soldado, deberán cumplir con los procedimientos establecidos en el Reglamento CIRSOC 304-2007 y deberán estar comprendidos dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del material de aporte (electrodos).

- 2) La resistencia a tracción mínima especificada del material de aporte utilizado en el modelo deberá ser la misma que la utilizada en las soldaduras correspondientes del prototipo.
- 3) La resistencia a la flexión por impacto Charpy mínima especificada del material de aporte utilizado en el modelo no deberá exceder la resistencia a la flexión por impacto Charpy mínima especificada del material de aporte a ser utilizado en las soldaduras correspondientes del prototipo.
- 4) La posición de soldado que se utilice para hacer las soldaduras en el modelo deberá ser la misma que aquélla a usar en las soldaduras del prototipo.
- 5) Los detalles de los elementos de montaje, aquéllos utilizados para poner en posición la viga antes de soldarla (apoyos de soldaduras, apéndices de soldaduras, agujeros de acceso, etc.), usados en las soldaduras del modelo, deberán ser los mismos que aquéllos utilizados en las soldaduras correspondientes del prototipo. Los apoyos de soldaduras y apéndices de soldaduras no deberán ser removidos en el modelo a menos que estos mismos elementos sean removidos en el prototipo.
- 6) Los métodos de inspección, ensayos no destructivos y normas de aceptación utilizadas en las soldaduras del modelo deberán ser las mismas que aquéllas que se utilizarán en la soldadura del prototipo.

### **A.5.7. Bulones**

Las partes abulonadas del modelo deberán asemejarse, tanto como sea posible, a las partes abulonadas de la unión del prototipo. Adicionalmente, las partes abulonadas del modelo deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) El tipo de bulones utilizados en el modelo, de acuerdo con lo prescripto por la norma IRAM-IAS , será el mismo que el usado en el prototipo.
- 2) El tipo y la orientación de los agujeros (estándar, sobredimensionados, ranuras cortas, ranuras largas, etc.) utilizados en el modelo, serán los mismos que los utilizados en el prototipo.
- 3) Cuando se prevea una rotación inelástica por fluencia o deslizamiento en la zona de la unión que contenga bulones, los métodos utilizados en el modelo para ejecutar los agujeros, deberán ser los mismos que aquéllos utilizados en el prototipo.

- 4) Los bulones utilizados en el modelo deberán tener la misma forma de instalación que aquéllos a ser utilizados en el prototipo.
- 5) La preparación de las superficies de unión en el modelo, será la misma que la utilizada en el prototipo.

## **A.6. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS**

### **A.6.1. Requisitos generales**

El modelo de ensayo deberá ser sometido a cargas cíclicas, de acuerdo con las prescripciones establecidas en los artículos A.6.2 y A.6.3. Se permiten incrementos de carga mayores que las prescriptas en el artículo A.6.3.

### **A.6.2. Control de ensayos**

Los ensayos deberán realizarse sobre el modelo con control de deformaciones. Se permite usar cualquier parámetro pertinente de deformación  $\delta$  para el control del ensayo. El valor del parámetro seleccionado  $\delta_y$ , deberá determinarse a partir de un análisis de la respuesta esperada del modelo a ensayar.

### **A.6.3. Secuencia de deformaciones para uniones enlace-columna**

Los ensayos cíclicos de habilitación de uniones enlace-columna que resisten momentos en pórticos arriostrados excéntricamente deberán llevarse a cabo controlando el ángulo de rotación del enlace,  $\gamma$ , impuesto por el espécimen de ensayo de acuerdo con lo siguiente:

- 1) 3 ciclos a  $\gamma = 0,0025$  radianes
- 2) 3 ciclos a  $\gamma = 0,005$  radianes
- 3) 3 ciclos a  $\gamma = 0,01$  radianes
- 4) 2 ciclos a  $\gamma = 0,02$  radianes
- 5) 2 ciclos a  $\gamma = 0,03$  radianes

Continuar con incrementos de deformación de  $\gamma = 0,01$  radianes, con dos ciclos de deformación en cada escalón

## **A.7. INSTRUMENTACIÓN**

Deberá proveerse suficiente instrumentación sobre el modelo a ensayar para permitir la medición o el cálculo de las cantidades especificadas en el artículo A9.

## **A.8. REQUERIMIENTOS DE ENSAYOS DE MATERIALES**

### **A.8.1. Ensayos de tracción**

Los ensayos de tracción deberán ejecutarse sobre probetas de acero extraídas del material adyacente utilizado para la construcción del modelo. Para los propósitos de este artículo deberán informarse los resultados de los ensayos a tracción dados por el fabricante, pero no se permite que estos resultados reemplacen aquéllos obtenidos de los ensayos. Los resultados de ensayos a tracción deberán basarse en ensayos realizados de acuerdo con lo especificado en el artículo A.8.2.

Deberán ejecutarse e informarse los resultados de los ensayos a tracción para las partes constituyentes del modelo que a continuación se detallan:

- Alas y almas de vigas y columnas en lugares normalizados.
- Cualquier elemento de unión que desarrolle rotaciones inelásticas por fluencia.

### **A.8.2. Métodos de ensayos a tracción**

Los ensayos a tracción deberán ejecutarse de acuerdo a lo especificado en la norma IRAM-IAS U 500-102-1 correspondiente, con las siguientes excepciones:

- 1) La tensión de fluencia  $F_y$  que se informe como resultado del ensayo deberá basarse en la definición de límite de fluencia establecido en la norma IRAM-IAS U 500-102-1, usando el método equivalente a una deformación específica de **0,002**.
- 2) La velocidad de aplicación de las deformaciones en los ensayos a tracción deberá asemejarse, a la velocidad utilizada en el ensayo del modelo.

## **A.9. REQUERIMIENTOS PARA EL INFORME DE LOS ENSAYOS**

Se deberá preparar, para cada modelo de ensayo, un informe escrito que cumpla tanto con los requerimientos establecidos por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación como con los requerimientos establecidos en el presente artículo. El informe deberá documentar detalladamente todas las características importantes y los resultados del ensayo.

El informe deberá incluir:

- 1) Un dibujo o una descripción clara del subensamblaje ensayado, incluyendo las dimensiones principales, condiciones de apoyo en los puntos de reacciones y aplicaciones de carga y ubicación de arriostramientos laterales.
- 2) Un dibujo de los detalles de unión que muestre las dimensiones de los elementos, tipo de acero, dimensiones de todos los elementos de unión, detalles de soldadura incluyendo el material de aporte, tamaño y ubicación de agujeros para los bulones, tamaño y tipo de acero de los bulones y todo otro detalle pertinente de la unión.
- 3) Una lista de todas las variables esenciales adicionales consideradas en el artículo A.5.

- 4) Una lista o gráfica que muestre la historia de desplazamiento aplicada al modelo.
- 5) Un gráfico carga-desplazamiento. El desplazamiento mostrado en el gráfico deberá ser medido cerca o en el punto de aplicación de la carga. Deberá ser claramente indicada la ubicación de los puntos de aplicación de carga y donde la deformación es medida sobre el modelo.
- 6) Un gráfico de momento en la viga vs. distorsión lateral de piso para uniones viga-columna; o un gráfico de corte en el enlace versus el ángulo de rotación del enlace para uniones enlace-columna. Para uniones viga-columna, el momento en la viga y la distorsión lateral de piso deberán computarse respecto al eje de la columna.
- 7) La distorsión lateral de piso y la rotación inelástica total desarrollada en el modelo de ensayo. Se deberán identificar las componentes del modelo que contribuyan a la rotación inelástica total debido a plastificación o deslizamiento. Se deberá informar la proporción de la rotación inelástica total desarrollada por cada componente del modelo. Deberá indicarse claramente el método utilizado para el cálculo de las rotaciones inelásticas.
- 8) Una lista cronológica de las observaciones importantes del ensayo, incluyendo las observaciones de plastificación, deslizamiento, inestabilidad y rotura de alguna parte del modelo.
- 9) El modo de falla del modelo. Si el ensayo termina previamente a la falla deberán ser indicadas claramente las razones por las que el ensayo finaliza.
- 10) Los resultados de los ensayos de materiales especificados en el artículo A.8.
- 11) Las especificaciones del procedimiento e informes de la inspección de soldadura.

Se permite incluir en el informe final dibujos adicionales, datos, etc. que se consideren pertinentes.

## **A.10. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN**

Para cada tipo de unión utilizada en el prototipo se requiere al menos dos ensayos, por cada condición en la que las variables esenciales establecidas en el artículo A.4 permanecen dentro de los límites requeridos.

Ambos ensayos deberán satisfacer, cuando sean aplicables, los criterios estipulados en los artículos A.8.5., A.9.2., A.10.2 o A.15.4.

Con el objeto de satisfacer los requerimientos de distorsión lateral de piso cada modelo a ensayar deberá ser capaz de mantener la distorsión lateral de piso requerida por al menos un ciclo completo de deformación.





## REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction, Inc., 1999, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, Inc., 1997, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, Inc., 2002, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

Federal Emergency Management Agency, 2000a, *FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000b, *FEMA 351 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Welded Moment-Resisting Steel Frame Structures*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000c, *FEMA 352 Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Moment-Resisting Steel Frame Structures*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000d, *FEMA 353 Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000e, *NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, FEMA, Washington, D.C.

