

## CAPITULO F.3

# PROVISIONES SISMICAS PARA EDIFICACIONES HECHAS CON PERFILES LAMINADOS O MIEMBROS ARMADOS DE ACERO ESTRUCTURAL; DISEÑO PARA ESTADOS LIMITES

### F.3.0 - GENERALIDADES

**F.3.0.1 - ALCANCE** - Estos requisitos sísmicos especiales deben aplicarse conjuntamente con el Capítulo F.2. Están destinados al diseño y construcción de miembros y conexiones de acero estructural en edificios para los cuales se han determinado las fuerzas de diseño que resultan de movimientos sísmicos con base en la disipación de energía en el rango de respuesta no lineal.

Las provisiones sísmicas y las cargas nominales en cada una de las zonas de amenaza sísmica, dependen de la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los diferentes sistemas de resistencia sísmica como se establece en el Título A y en el presente capítulo.

**F.3.0.2 - DEFINICIONES** - Los términos especiales utilizados en este capítulo tienen los siguientes significados:

**Angulo de rotación del vínculo** - El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo plástico entre el vínculo y la porción de viga que queda fuera de él cuando la deriva total de piso es  $E'/E$  veces la deriva calculada con el corte especificado en la base,  $V$ .

**Arriostramiento diagonal** - Miembros estructurales inclinados que soportan primordialmente carga axial y que se emplean para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una armadura para resistir las cargas horizontales.

**Cargas nominales** - Las magnitudes de las cargas especificadas en el Título B.

**Coefficiente de resistencia** - Un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia verdadera con respecto a la nominal y la manera y consecuencias de la falla.

**Conexión** - Combinación de uniones utilizadas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Se clasifica por el tipo y magnitud de la fuerza transferida (momento, corte, reacción en el extremo).

**DCCR (Diseño con coeficientes de carga y de resistencia)** - Un método de diseño de componentes estructurales (miembros, elementos de conexión y ensamblajes) en el que no se sobrepasa ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a todas las combinaciones de carga de diseño.

**Efecto P delta** - Efecto secundario producido por las cargas axiales y la deflexión lateral sobre los cortes y momentos en los miembros.

**Instalaciones indispensables** - Aquellas edificaciones que pertenecen al grupo de uso IV como se define en el Título A.

**Junta** - Area donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes. Se clasifican por el tipo de soldadura o elemento de conexión utilizado y por el método de transferencia de la fuerza.

**Junta crítica al deslizamiento** - Una unión empernada en donde se requiere resistencia de la conexión al deslizamiento.

**Miembro de apoyo lateral** - Miembro diseñado para impedir el pandeo lateral o el lateral torsional de los miembros principales de un pórtico.

**Platinas de continuidad** - Rigidizadores de columna en los límites superior e inferior de la zona de panel.

**Pórtico arriostrado** - Un sistema de armadura esencialmente vertical de tipo concéntrico o excéntrico que resiste las fuerzas laterales aplicadas al sistema estructural.

**Pórtico arriostrado concéntricamente** - Un pórtico arriostrado en donde todos los miembros del sistema de arriostramiento están sometidos principalmente a fuerzas axiales. El pórtico arriostrado concéntricamente deberá cumplir los requisitos de F.3.9.

**Pórtico arriostrado en K** - Un pórtico arriostrado concéntricamente en el que un par de riostras diagonales, localizadas a un lado de una columna, se conectan a un mismo punto en el claro libre de la columna.

**Pórtico arriostrado en V** - Un pórtico arriostrado concéntricamente, en el que un par de riostras diagonales localizadas por encima o por debajo de una viga se conectan a un punto único de la luz de la viga. Cuando las riostras diagonales están por debajo de la viga también se le suele llamar pórtico arriostrado en V invertida.

**Pórtico arriostrado en X** - Un pórtico arriostrado concéntricamente, en donde un par de riostras diagonales se cruzan aproximadamente en el punto medio de las riostras.

**Pórtico arriostrado en Y** - Un pórtico arriostrado excéntricamente, en donde el vástago de la Y es el vínculo del sistema de pórtico arriostrado excéntricamente.

**Pórtico arriostrado excéntricamente** - Un pórtico arriostrado mediante diagonales en el que por lo menos un extremo de cada riostra está conectado a la viga a una corta distancia de una conexión viga a columna o de otra conexión viga a riostra. El pórtico arriostrado excéntricamente deberá cumplir los requisitos de F.3.9.

**Pórtico resistente a momento con capacidad especial de disipación de energía** - Un sistema de pórtico que resiste momento y que cumple con los requisitos de F.3.7 y de F.3.1.2.3..

**Pórtico resistente a momento con capacidad mínima de disipación de energía** - Un sistema de pórtico que resiste momento y que cumple con los requisitos de F.3.6 y de F.3.1.2.1.

**Pórtico resistente a momento con capacidad moderada de disipación de energía** - Un sistema de pórtico que resiste momento y que cumple con los requisitos de F.3.1.2.2.

**Pórtico resistente a momento** - Un sistema apórticado de edificación en el cual todas las fuerzas de corte sísmicas son resistidas por flexión y corte en los miembros y nudos del pórtico.

**Resistencia de diseño** - Resistencia (bien sea fuerza, momento, esfuerzo, según corresponda) proporcionada por un elemento o una conexión; es el producto de la resistencia nominal multiplicada por el coeficiente de resistencia.

**Resistencia de diseño al corte del vínculo** - La cantidad menor entre  $\phi V_p$  o  $2\phi M_p/e$ , en donde  $\phi=0.9$ ,  $V_p = 0.55F_y d_t$  y  $e$  = la longitud del vínculo modificada como se indica en F.3.9.2.f.

**Resistencia nominal** - La capacidad de una estructura o componente para resistir los efectos de las cargas, determinada por cálculo, utilizando las resistencias especificadas del material y dimensiones y fórmulas deducidas a partir de principios aceptados de mecánica estructural, o mediante ensayos en obra o en laboratorio de modelos a escala, que tengan en cuenta los efectos del modelaje y las diferencias entre las condiciones de laboratorio y las de la obra.

**Resistencia requerida** - Efecto de la carga (fuerza, momento, esfuerzo, según corresponda) que actúa sobre un elemento o una conexión, determinada por análisis estructural a partir de las cargas mayoradas (utilizando las combinaciones de carga críticas más apropiadas).

**Rigidizadores intermedios del alma de un vínculo** - Rigidizadores verticales del alma colocados dentro del vínculo.

**Sistema dual** - Un sistema dual de acuerdo con A.3.2 es un sistema estructural con las siguientes características:

- Un pórtico espacial esencialmente completo que soporta las cargas gravitacionales.
- La resistencia a la carga lateral es proporcionada por pórticos resistentes a momento, bien sea con capacidad especial o mínima de disipar energía, que pueden resistir por lo menos veinticinco por ciento del corte en la base, y muros de cortante de concreto o de acero, o pórticos arriostrados excéntricamente o concéntricamente.
- Cada sistema deberá diseñarse también para resistir la carga lateral en proporción a su rigidez relativa.

**Sistema estructural** - Un ensamblaje de componentes portadores de carga que se unen para proporcionar interacción o interdependencia regulares.

**Viga** - Un miembro estructural cuya principal función es soportar fuerzas aplicadas transversalmente a su eje longitudinal; generalmente es un miembro horizontal en un sistema de pórtico para resistir fuerzas sísmicas.

**Vínculo** - En los pórticos arriostrados excéntricamente es el segmento de viga que va de columna a columna, localizado entre el extremo de una riostra diagonal y una columna o entre los extremos de dos riostras diagonales del pórtico arriostrado excéntricamente. La longitud del vínculo se define como la distancia libre entre la riostra diagonal y la cara de la columna o entre los extremos de las dos riostras diagonales.

**Zonal de panel** - Área de la conexión viga a columna limitada por las aletas de la viga y de la columna.

**F.3.0.3 - NOMENCLATURA** - La nomenclatura siguiente se aplica en este capítulo.

Los números colocados entre paréntesis después de la definición de un símbolo, se refieren a en donde el símbolo se utiliza por primera vez.

|           |   |  |
|-----------|---|--|
| $A_e$     | = | área neta efectiva, mm <sup>2</sup> (F.3.8)  |
| $A_r$     | = | área de la aleta del miembro, mm <sup>2</sup> (F.3.5)  |
| $A_g$     | = | área bruta, mm <sup>2</sup> (F.3.7)  |
| $A_{rf}$  | = | área del rigidizador del vínculo, mm <sup>2</sup> (F.3.9)  |
| $A_v$     | = | Coefficiente sísmico que representa la aceleración debida a la velocidad pico efectiva. Véase el Capítulo A.2. (F.3.1)         |
| $A_w$     | = | área efectiva de la soldadura, mm <sup>2</sup> (F.3.5)   |
| $A_{wv}$  | = | área del alma del vínculo, mm <sup>2</sup> (F.3.9)   |
| $D$       | = | carga muerta debida al peso propio de la estructura y de los elementos permanentes fijos a ella, N (F.3.2)                     |
| $E$       | = | fuerza sísmica de diseño. (F.3.2)  |
| $F_{BM}$  | = | resistencia nominal del material base que va a ser soldado, MPa (F.3.5)  |
| $F_{EXX}$ | = | clasificación de la resistencia del metal de soldadura, MPa (F.3.5)  |
| $F_w$     | = | resistencia nominal del material del electrodo de la soldadura, MPa (F.3.5)  |
| $F_y$     | = | resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar, MPa (F.3.7)                              |
| $F_{yb}$  | = | $F_y$ de una viga, MPa (F.3.7)   |
| $F_{yc}$  | = | $F_y$ de una columna, MPa (F.3.5)  |
| $G$       | = | carga debida al agua lluvia o al granizo iniciales sin incluir la contribución por empozamiento, N. (F.3.2)                    |
| $H$       | = | altura promedio de piso por encima y por debajo de una conexión viga a columna, mm (F.3.7)                                     |
| $L$       | = | carga viva causada por la ocupación y equipo movable, N (F.3.2)  |
| $L$       | = | longitud sin arriostramiento de un miembro a compresión o de una riostra, mm (F.3.7)   |
| $L_r$     | = | carga viva de cubierta, N (F.3.2)  |
| $M_n$     | = | resistencia nominal a momento de un miembro o junta, N-mm (F.3.7)  |
| $M_p$     | = | momento plástico a flexión, N-mm (F.3.7)   |
| $M_{pa}$  | = | momento plástico a flexión modificado por la relación de carga axial, N-mm (F.3.9)   |
| $M_u$     | = | resistencia requerida a flexión de un miembro o de un nudo, N-mm (F.3.7)   |
| $P_D$     | = | resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga muerta, D, N (F.3.5)                    |
| $P_E$     | = | resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga sísmica especificada, E, N (F.3.5)      |
| $P_G$     | = | resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga debida a lluvia y granizo, G, N (F.3.5) |

**NSR-98 – Capítulo F.3 – Provisiones sísmicas para edificaciones hechas con perfiles laminados o miembros armados de acero estructural: diseño para estados límites**

|          |   |
|----------|---|
| $P_L$    | = resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga viva, $L$ , $N$ (F.3.5)    |
| $P_u$    | = resistencia axial requerida de una columna o de un vínculo, $N$ (F.3.9)   |
| $P_n$    | = resistencia axial nominal de una columna, $N$ (F.3.5)   |
| $P_u^*$  | = resistencia axial requerida de una riostra, $N$ (F.3.8)   |
| $P_{uc}$ | = resistencia axial de una columna con base en una combinación de carga que involucra cargas sísmicas, $N$ (F.3.7)  |
| $P_y$    | = resistencia axial nominal a la fluencia de un miembro = $F_y A_g$ , $N$ (F.3.9)                                   |
| $R$      | = coeficiente de modificación de respuesta. (F.3.2)   |
| $R_n$    | = resistencia nominal de un miembro, $N$ (F.3.7)  |
| $V_n$    | = resistencia nominal al corte de un miembro, $N$ (F.3.7)   |
| $V_u$    | = resistencia requerida al corte de un miembro, $N$ (F.3.7)   |
| $V_p$    | = resistencia nominal al corte de un vínculo activo, $N$ (F.3.9)  |
| $V_{pa}$ | = resistencia nominal al corte de un vínculo activo modificada por la magnitud de la carga axial, $N$ (F.3.9)       |
| $V_s$    | = corte en la base causado por la carga sísmica, $N$ (F.3.2)  |
| $W$      | = carga de viento, $N$ (F.3.2)  |
| $W_e$    | = peso total del edificio, $N$ (F.3.2)  |
| $Z_b$    | = módulo plástico de una viga, $mm^3$ (F.3.7)   |
| $Z_c$    | = módulo plástico de una columna, $mm^3$ (F.3.7)  |
| $b$      | = ancho de un elemento a compresión, $mm$ . (tabla F.3.7-1)   |
| $b_f$    | = ancho de la aleta, $mm$ (F.3.7)   |
| $b_{cf}$ | = ancho de la aleta de una columna, $mm$ (F.3.7)  |
| $d_b$    | = altura total de una viga, $mm$ (F.3.7)  |
| $d_c$    | = altura total de una columna, $mm$ (F.3.7)   |
| $d_g$    | = altura total de la zona de panel entre platinas de continuidad, $mm$ (F.3.7)                                      |
| $e$      | = longitud del vínculo en un pórtico arriostrado excéntricamente, $mm$ (F.3.9)                                      |
| $h$      | = altura supuesta del alma para estabilidad, $mm$ (tabla F.3.7-1)   |
| $k$      | = parámetro de esbeltez. (F.3.8)  |
| $k_p$    | = parámetro de esbeltez límite para un elemento compacto. (F.3.7)   |
| $k_r$    | = parámetro de esbeltez límite para un elemento no compacto. (F.3.8)  |
| $r$      | = radio de giro que gobierna, $mm$ (F.3.8)  |
| $r_y$    | = radio de giro con respecto al eje $y$ , $mm$ (F.3.7)  |
| $t_{bf}$ | = espesor de la aleta de una viga, $mm$ (F.3.7)   |
| $t_{cf}$ | = espesor de la aleta de una columna, $mm$ (F.3.7)  |
| $t_f$    | = espesor de la aleta, $mm$ (F.3.7)   |
| $t_p$    | = espesor de la zona del panel que incluye platinas dobles, $mm$ (F.3.7)  |
| $t_w$    | = espesor del alma, $mm$ (F.3.7)  |
| $t_g$    | = espesor de la zona del panel, (no necesariamente incluye platinas dobles), $mm$ (F.3.7)                           |
| $w_g$    | = ancho de la zona del panel entre las aletas de una columna, $mm$ (F.3.7)  |
| $\alpha$ | = fracción de la fuerza del miembro que se transfiere a través de una sección neta particular. (F.3.8)              |
| $\rho$   | = cociente entre la fuerza axial requerida $P_u$ y la resistencia a corte requerida $V_u$ de un vínculo. (F.3.9)    |
| $\phi$   | = coeficiente de resistencia. (F.3.5, F.3.9)  |
| $\phi_b$ | = coeficiente de resistencia para vigas. (F.3.5)  |
| $\phi_c$ | = coeficiente de resistencia para columnas en compresión. (F.3.5, F.3.9)  |
| $\phi_t$ | = coeficiente de resistencia para columnas en tensión. (F.3.5)  |
| $\phi_v$ | = coeficiente de resistencia para la resistencia al corte de la zona de panel de conexiones viga a columna. (F.3.7) |
| $\phi_w$ | = coeficiente de resistencia para soldaduras. (F.3.5)   |

### **F.3.1 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA Y REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA**

**F.3.1.1 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA** - Los requisitos para las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural dadas en el presente Título de las normas deben aplicarse en cada una de las zonas de amenaza sísmica, como se definen en A.2.3 del Título A, así:

**F.3.1.1.1 - Zonas de amenaza sísmica baja** - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, tal como se definen en A.2.3.1, deben cumplir los requisitos del Título A de estas normas con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (DMI) tal como las define F.3.1.2.1, aunque se permite el uso de estructuras de acero estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES).

**F.3.1.1.2 - Zonas de amenaza sísmica intermedia** - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, tal como se definen en A.2.3.2 deben cumplir los requisitos del Título A de estas normas con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) tal como las define F.3.1.2.2, aunque se permite el uso de estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES).

**F.3.1.1.3 - Zonas de amenaza sísmica alta** - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, tal como se definen en A.2.3.3 deben cumplir los requisitos del Título A de estas normas con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y sólo pueden ser estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES) tal como las define F.3.1.2.3.

**F.3.1.2 - REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA** - La capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural diseñadas de acuerdo con los requisitos del Título F de estas normas, está definida de la siguiente manera:

**F.3.1.2.1 - Capacidad de disipación de energía mínima (DMI)** - Cuando los elementos de acero estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 de estas normas.

**F.3.1.2.2 - Capacidad de disipación de energía moderada (DMO)** - Cuando los elementos de acero estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 y además se cumplen los siguientes requisitos especiales:

- (a) **Acero** - El acero utilizado en los elementos del sistema de resistencia sísmica se limitará a lo requerido por F.3.4.1.
- (b) **Columnas** - Las columnas del sistema de resistencia sísmica se diseñan de acuerdo con los requisitos de F.3.5.
- (c) **Pórticos resistentes a momentos** - Los pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben cumplir los requisitos de los numerales F.3.7.2, F.3.7.7 y F.3.7.8.
- (d) **Pórticos arriostrados** - Los pórticos arriostrados deben cumplir los requisitos de F.3.8 o F.3.9 cuando se utilicen solos o en combinación con pórticos resistentes a momentos en el sistema estructural de resistencia sísmica.
- (e) **Supervisión Técnica** - Las construcciones con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben construirse cumpliendo los requisitos de Supervisión Técnica dados en el Título I de las normas.

**F.3.1.2.3 - Capacidad de disipación de energía especial (DES)** - Cuando los elementos de acero estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 y además se cumplen los siguientes requisitos especiales:

- (a) **Acero** - El acero utilizado en los elementos del sistema de resistencia sísmica se limitará a lo requerido por F.3.4.1.
- (b) **Columnas** - Las columnas del sistema de resistencia sísmica se diseñan de acuerdo con los requisitos de F.3.6.

- (c) **Pórticos resistentes a momentos** - Los pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben cumplir los requisitos de F.3.7.
- (d) **Pórticos arriostrados** - Los pórticos arriostrados deben cumplir los requisitos de F.3.8 o F.3.9 cuando se utilicen solos o en combinación con pórticos resistentes a momentos en el sistema estructural de resistencia sísmica. No se permite el uso de sistemas de arriostramiento en K como parte del sistema de resistencia sísmica, exceptuando lo indicado en F.3.8.5 (edificios de uno o dos pisos).
- (e) **Supervisión Técnica** - Las construcciones con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben construirse cumpliendo los requisitos de Supervisión Técnica dados en el Título I de las normas.

### **F.3.2 - CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y RESISTENCIAS NOMINALES**

**F.3.2.1 - CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA** - Se tendrán en cuenta las cargas y combinaciones de carga estipuladas en B.2.5. Además se deben cumplir las siguientes provisiones.

Se deben incluir en el análisis los efectos ortogonales del sismo a menos que las normas especifiquen lo contrario.

En donde estas provisiones lo requieran, se aplicará una fuerza sísmica horizontal amplificada de  $0.4RxE$  (en donde el término  $0.4R$  debe ser mayor o igual a 1.0) en lugar de la componente horizontal de fuerza sísmica  $E$ , en las combinaciones de carga de B.2.5.2. El término  $R$  es el coeficiente de modificación de respuesta sísmica estipulado en el Título A. Las combinaciones adicionales de carga que incluyen la carga sísmica horizontal amplificada y deben estudiarse son:

$$1.2D + 0.5L + 0.2G \pm 0.4R \times E \quad (\text{F.3.2.1})$$

$$0.9D \pm 0.4R \times E \quad (\text{F.3.2.2})$$

**Excepción:** El coeficiente de mayoración de la carga  $L$  en las combinaciones de carga F.3.2.1 será 1.0 para garajes, áreas utilizadas para reuniones públicas, y todas las áreas donde la carga viva sea  $500 \text{ kg/m}^2$  o más.

El término  $0.4R$  en las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2 deberá ser mayor o igual a 1.0.

Cuando se requiera la carga amplificada, no es necesario incluir los efectos ortogonales.

**F.3.2.2 - RESISTENCIAS NOMINALES** - Las resistencias nominales serán las establecidas en el Capítulo F.2.

### **F.3.3 - DERIVA DE PISO**

**F.3.3.1** - La deriva de piso se calculará utilizando los efectos de carga apropiados que sean consistentes con el sistema estructural y con el método de análisis. Los límites de la deriva de piso deberán cumplir con lo establecido en el Capítulo A.6 y no deberán perjudicar la estabilidad de la estructura.

### **F.3.4 - ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL**

**F.3.4.1** - El acero utilizado en los sistemas sismo resistentes deberá estar en la lista de F.2.1.3, excepto en edificios de más de un piso. El acero utilizado en los sistemas sismo resistentes descritos en F.3.7, F.3.8 y F.3.9 estará limitado a los que cumplan con las siguientes especificaciones NTC 1920 (ASTM A36), NTC 1986 (ASTM A500 Grados B y C), NTC 2374 (ASTM A501), NTC 1985 (ASTM A572 Grados 42 y 50), y NTC 2012 (ASTM A588). El acero utilizado para platinas de base deberá cumplir con una de las especificaciones NTC (o ASTM) precedentes o con la NTC 2633 (ASTM A283 Grado D).

### **F.3.5 - REQUISITOS DE LAS COLUMNAS**

**F.3.5.1 - RESISTENCIA DE LA COLUMNA** - Cuando  $P_u/\phi P_n > 0.5$ , las columnas de los pórticos sismo resistentes, además de cumplir con el Capítulo F.2, estarán limitadas por los siguientes requisitos:

(a) Cargas de compresión axial:

$$1.2P_D + 0.5P_L + 0.2P_G + 0.4R \times P_E \leq \phi_c P_n \quad (\text{F.3.5.1})$$

en donde el término  $0.4R$  es mayor o igual a  $1.0$ .

**Excepción:** el coeficiente de mayoración de  $P_L$  en la combinación de carga F.3.5.1, será  $1.0$  para garajes, áreas utilizadas para reuniones públicas y todas las áreas en donde la carga viva sea igual o mayor que  $500 \text{ kg/m}^2$ .

(b) Cargas de tensión axial

$$0.9P_D - 0.4R \times P_E \leq \phi_t P_n \quad (\text{F.3.5.2})$$

en donde el término  $0.4R$  es mayor o igual a  $1.0$ .

(c) Las combinaciones de carga axial F.3.5.1 y F.3.5.2 no tienen que exceder ninguno de los siguientes valores:

1. Las máximas cargas transferidas a la columna, considerando  $1.25$  veces las resistencias de diseño de la viga que le llega o de los elementos de arriostramiento de la estructura.
2. El límite determinado por la capacidad de la cimentación para resistir el levantamiento por volcamiento.

**F.3.5.2 - UNIONES DE LAS COLUMNAS** - Las uniones de las columnas deberán tener una resistencia de diseño que permita desarrollar las cargas axiales de la columna dadas en F.3.5.1, literales a, b y c junto con las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6.

(a) En las uniones de columna con juntas soldadas de penetración parcial o total no se requieren transiciones biseladas cuando ocurran cambios de espesor y de ancho de las aletas.

(b) No se permitirán uniones con juntas soldadas de penetración parcial localizadas a menos de  $915 \text{ mm}$ . de la conexión viga a columna. Las uniones de columna que estén sujetas a fuerzas netas de tensión deberán cumplir con el más crítico de los requisitos siguientes:

1. En las juntas soldadas de penetración parcial la menor de las resistencias de diseño calculadas con  $\phi_w F_w A_w$  o  $\phi_w F_{BM} A_w$ , deberá ser por lo menos  $150$  por ciento de la resistencia requerida, en donde  $\phi_w = 0.8$  y  $F_w = 0.6 F_{Exx}$ .

2. La resistencia de diseño de las soldaduras no será menor que  $0.5 F_{yc} A_f$  en donde  $F_{yc}$  es la resistencia a la fluencia del material de la columna y  $A_f$  es el área de la aleta de la menor columna conectada.

### **F.3.6 - REQUISITOS PARA PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD MINIMA DE DISIPACION DE ENERGIA**

**F.3.6.1 - ALCANCE** - Los Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía tendrán la resistencia de diseño establecida en el Capítulo F.2 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6, modificadas con las siguientes provisiones adicionales.

**F.3.6.2 - REQUISITOS DE LAS CONEXIONES** - Todas las conexiones viga a columna y columna a viga en pórticos con capacidad mínima de disipación de energía que resistan fuerzas sísmicas cumplirán con uno de los siguientes requisitos:

- (a) Ser conexiones totalmente restringidas que cumplan con F.3.7.2, excepto que no se requiere que la resistencia a flexión,  $M_u$ , de una unión columna a viga exceda la resistencia nominal plástica, a flexión, de la conexión.
- (b) Ser conexiones totalmente restringidas con resistencias de diseño que cumplan con los requisitos de F.3.6.1, al usar las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2.
- (c) Ser conexiones total o parcialmente restringidas que cumplan con lo siguiente:
  - 1. Que las resistencias de diseño de los miembros y conexiones cumplan con los requisitos de F.3.6.1.
  - 2. Que las conexiones hayan demostrado, en pruebas cíclicas, tener capacidad adecuada de rotación con una deriva de piso calculada para una carga horizontal de  $0.4R \times E$ , (en donde el término  $0.4R$  es mayor o igual a 1.0).
  - 3. Que se haya considerado la deriva adicional causada por las conexiones parcialmente restringidas cuando las conexiones sean de este tipo.

Tanto las conexiones parcialmente restringidas como las totalmente restringidas, se describen en detalle en F.2.1.2.

### **F.3.7 - REQUISITOS PARA PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD MODERADA Y ESPECIAL DE DISIPACION DE ENERGIA**

**F.3.7.1 - ALCANCE** - Los Pórticos resistentes a momento con capacidad moderada y especial de disipación de energía tendrán la resistencia de diseño establecida en el Capítulo F.2 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6, modificada con las provisiones adicionales prescritas en F.3.7.2, F.3.7.7 y F.3.7.8 si son de capacidad moderada y en toda F.3.7 si son de capacidad especial.

**F.3.7.2 - CONEXIONES VIGA A COLUMNA** - En las conexiones viga a columna se tendrá en cuenta lo siguiente:

- (a) La resistencia requerida a flexión,  $M_u$ , de cada unión viga a columna, será la menor de las siguientes cantidades:
  - 1. El momento plástico a flexión,  $M_p$ , de la viga.
  - 2. El momento obtenido a partir de la resistencia nominal a corte de la zona de panel,  $V_u$ , calculada con la ecuación F.3.7-1.

No se requiere que la unión desarrolle ninguna de estas resistencias si se demuestra que con una deformación amplificada del pórtico, producida por las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2, la resistencia de diseño de los miembros que llegan a la conexión, es adecuada para soportar las cargas verticales, y que la resistencia requerida a las fuerzas laterales se suministra con otros medios.



(b) La resistencia requerida al corte,  $V_u$ , de una junta viga a columna, se determinará con la combinación de carga  $1.2D + 0.5L + 0.2G$  más el corte que resulta del  $M_u$ , definido en F.3.7.2, literal a., en cada extremo de la viga. Como alternativa,  $V_u$  se podrá justificar mediante un análisis racional. La resistencia requerida al corte no tiene que exceder el valor que resulta al aplicar la combinación de carga F.3.2.1.

(c) Se considerará que la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , de una junta viga a columna es adecuada para desarrollar la resistencia requerida a flexión,  $M_u$ , de la viga si cumple con lo siguiente:

- c.1. Las aletas de la viga están soldadas a la columna con juntas soldadas de penetración total.
- c.2. La junta que une el alma de la viga tiene una resistencia de diseño al corte,  $\phi V_n$ , mayor que el corte requerido,  $V_u$ , y cumple con uno de los siguientes requisitos:
  - c.2.a. Cuando la resistencia nominal a flexión de la viga,  $M_n$ , calculada con base en las aletas únicamente, sea mayor que el 70 por ciento de la resistencia nominal a flexión de la viga calculada con toda la sección [i.e.,  $b_f t_f (d - t_f) F_{yf} \geq 0.7M_p$ ]; la junta del alma se hará soldada o con pernos de alta resistencia para deslizamiento crítico, o;
  - c.2.b. Cuando  $b_f t_f (d - t_f) F_{yf} < 0.7M_p$ , la unión del alma se hará soldándola a la columna, bien sea directamente o con platinas de cortante. Dicha soldadura tendrá una resistencia de diseño por lo menos igual al 20 por ciento de la resistencia nominal a flexión del alma de la viga. El corte requerido de la viga,  $V_u$ , será resistido mediante soldadura adicional, mediante pernos de alta resistencia para deslizamiento crítico, o por ambos medios.

(d) Configuraciones alternas de juntas: en el caso de configuraciones de juntas, soldadas o con pernos de alta resistencia, que no cumplan con F.3.7.2, literal c, la resistencia de diseño se determinará mediante ensayos o cálculos en tal forma que cumplan con los criterios de F.3.7.2, literal a. Cuando la conformidad se demuestre mediante cálculos la resistencia de diseño de la junta será el 125 por ciento de las resistencias de diseño de los elementos conectados.

**F.3.7.3 - ZONA DE PANEL DE CONEXIONES VIGA A COLUMNA (ALMA DE LA VIGA PARALELA AL ALMA DE LA COLUMNA)** - En la zona de panel de las conexiones viga a columna, con el alma de la viga paralela al alma de la columna, se tendrá en cuenta lo que sigue.

(a) Resistencia al corte: La resistencia requerida al corte de la zona de panel,  $V_u$ , se calculará con base en los momentos de flexión de la viga determinados para las combinaciones de carga 3-5 y 3-6. Sin embargo, no se exige que  $V_u$  exceda las fuerzas de corte calculadas como el producto  $0.9 \sum \phi_b M_p$  de las vigas que llegan en la conexión a las aletas de la columna. La resistencia de diseño al corte  $\phi_c V_n$  de la zona de panel se determinará con la siguiente fórmula:

$$\phi_c V_n = 0.6 \phi_v F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (F.3.7.1)$$

en donde, para esta caso,  $\phi_v = 0.75$ , y:

- $t_p$  = espesor total de la zona de panel que incluye platinas dobles, mm.
- $d_c$  = altura total de la sección transversal de la columna, mm.
- $b_{cf}$  = ancho de la aleta de la columna, mm.
- $t_{cf}$  = espesor de la aleta de la columna, mm.
- $d_b$  = altura total de la viga, mm.
- $F_y$  = resistencia especificada, a la fluencia, del acero en la zona de panel, MPa.

(b) Espesor de la zona de panel: el espesor de la zona de panel,  $t_p$ , deberá cumplir con lo siguiente:

$$t_p \geq (d_t - w_t) / 90 \quad (F.3.7.2)$$

en donde:

- $d_t$  = la altura de la zona de panel entre las platinas de continuidad, mm.  
 $w_t$  = el ancho de la zona del panel entre las aletas de la columna, mm.

Para este propósito,  $t_t$  no incluirá el espesor de ninguna platina doble a menos que esté conectada al alma con soldaduras de tapón adecuadas para impedir el pandeo local de la platina.

Cuando se utilice una platina doble sin unirla al alma de la columna con soldaduras de tapón, tal platina deberá cumplir con la ecuación F.3.7.2.

(c) Platinas dobles en la zona de panel: las platinas dobles que se coloquen para aumentar la resistencia de diseño de la zona de panel, o para reducir la relación entre la altura del alma y su espesor, se soldarán pegadas al alma de la columna a todo lo ancho de la platina en sus bordes superior e inferior, con por lo menos una soldadura de filete de tamaño mínimo. Las platinas dobles se conectarán a las aletas de la columna, bien sea con soldaduras al tope o de filete, en tal forma que desarrollen la resistencia de diseño al corte de las platinas.

**F.3.7.4 - LIMITACIONES A LAS VIGAS Y A LAS COLUMNAS** - Las vigas y columnas tendrán las siguientes limitaciones:

- (a) Área de la aleta de la viga: no habrá cambios abruptos en las áreas de las aletas de la viga en regiones de articulación plástica.
- (b) Relaciones ancho-espesor: las vigas y columnas deberán cumplir con los  $\lambda_p$  establecidos en la tabla F.3.7-1, en lugar de los de la tabla F.2-1 del Capítulo F.2.

**F.3.7.5 - PLATINAS DE CONTINUIDAD** - Se deberán suministrar platinas de continuidad cuando sean requeridas por las provisiones del Capítulo F.2, en el caso de almas y aletas con cargas concentradas, y cuando la resistencia nominal a flexión local de la aleta de la columna  $R_n$  sea menor que  $1.8F_{yb}b_f t_{bf}$ , en donde:

$$R_n = 6.25(t_{cr})^2 F_{yf}$$

- $F_{yb}$  = resistencia mínima especificada a la fluencia de la viga, MPa.  
 $F_{yf}$  = resistencia mínima específica a la fluencia de la aleta de la columna, MPa.  
 $b_f$  = ancho de la aleta de la viga, mm.  
 $t_{bf}$  = espesor de la aleta de la viga, mm.  
 $t_{cr}$  = espesor de la aleta de la columna, mm.

Las platinas de continuidad irán soldadas a las aletas de las columnas y además, a sus almas o a las platinas dobles.

**Tabla F.3.7-1**  
**Relaciones Límite Ancho-Espesor  $\lambda_p$  para Elementos a Compresión**

| Descripción de los elementos   | Relación ancho-espesor | Relaciones límites ancho-espesor del elemento $\lambda_p$  |
|--|------------------------|--|
| Aletas de secciones no híbridas en forma de I y de canales sometidos a flexión | $b/t$                  | $135/\sqrt{F_y}$   |
| Aletas de vigas híbridas en forma de I sometidas a flexión.                    |                        |  |
| Almas sometidas a combinación de flexión y compresión axial.                   | $h/t_w$                | Cuando $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$<br>$\frac{1365}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y} \right]$                       |
|  |                        | Cuando $P_u/\phi_b P_y > 0.125$<br>$\frac{500}{\sqrt{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right] \geq \frac{665}{\sqrt{F_y}}$ |

**F.3.7.6 - RELACION DE MOMENTOS COLUMNA-VIGA** - En cualquier conexión viga a columna deberá cumplirse con una de las siguientes relaciones:

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0 \quad (\text{F.3.7.3})$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{V_n d_b H / (H - d_b)} \geq 1.0 \quad (\text{F.3.7.4})$$

en donde:

- $A_g$  = área bruta de la columna, mm<sup>2</sup>.
- $F_{yb}$  = resistencia mínima especificada, a la fluencia, de una viga, MPa.
- $F_{yc}$  = resistencia mínima especificada a la fluencia de una columna, MPa.
- $H$  = promedio de las alturas de piso por encima y por debajo de la junta, mm.
- $P_{uc}$  = resistencia axial requerida en la columna (en compresión)  $\geq 0$ .
- $V_n$  = resistencia nominal de la zona de panel calculada con la ecuación F.3.7.1, MPa.
- $Z_b$  = módulo plástico de la sección de una viga, mm<sup>3</sup>.
- $Z_c$  = módulo plástico de la sección de una columna, mm<sup>3</sup>.
- $d_b$  = promedio de las alturas de las vigas que llegan a la conexión, mm.

Estos requisitos no se aplican en ninguno de los casos siguientes, siempre y cuando las columnas cumplan con los requisitos de F.3.7.4:

- (a) Columnas con  $P_{uc} < 0.3 F_{yc} A_g$ .
- (b) Columnas en cualquier piso con una relación entre la resistencia de diseño al corte y la fuerza de diseño 50 por ciento mayor que la del piso inmediatamente superior.
- (c) Cualquier columna que no esté incluida en el diseño para resistir los cortantes sísmicos requeridos pero sí para resistir las fuerzas axiales de volcamiento.

### **F.3.7.7 - RESTRICCION DE LA CONEXION VIGA A COLUMNA**

#### **(a) Conexión restringida:**

- a.1.** Las aletas de la columna en una conexión viga a columna requieren únicamente apoyo lateral en el nivel de las aletas superiores de las vigas, cuando se demuestra que la columna permanece elástica por fuera de la zona de panel, al cumplirse una de las siguientes condiciones:
  - a.1.a.** Las relaciones calculadas con las ecuaciones F.3.7.3 y F.3.7.4, son mayores que 1.25.
  - a.1.b.** La columna permanece elástica al cargarla con la combinación de carga F.3.2.1.
- a.2.** Cuando no se pueda demostrar que una columna permanece elástica por fuera de la zona de panel, se aplicarán las siguientes provisiones:
  - a.2.a.** Las aletas de la columna estarán apoyadas lateralmente tanto en los niveles superiores como en los inferiores de las aletas de las vigas.
  - a.2.b.** El apoyo lateral de cada aleta de columna se diseñará para una resistencia requerida igual al 2 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la viga ( $F_y b_f t_f$ ).
  - a.2.c.** Las aletas de la columna se apoyarán lateralmente, bien sea directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las aletas de la viga.

**(b) Conexiones sin restricción:** una columna que contenga una conexión viga a columna, sin apoyo lateral en la conexión en sentido transversal al del pórtico sísmico, se diseñará utilizando la distancia entre los apoyos laterales adyacentes como altura de la columna para efectos del pandeo en dicho sentido. El diseño se hará de acuerdo con F.2.8, excepto que:

- b.1.** La resistencia requerida de la columna se calculará para la combinación de carga B.2.5.5 en donde  $E$  es el menor valor entre:
  - b.1.a.** La fuerza sísmica amplificada  $0.4R \times E$  (en donde el término  $0.4R$  deberá ser igual o mayor que 1.0).
  - b.1.b.** Ciento veinticinco por ciento de la resistencia de diseño del pórtico, calculada con base en la resistencia de diseño de la viga o de la zona de panel.
- b.2.** La relación  $L/r$  para estas columnas no deberá exceder 60.
- b.3.** El momento requerido de la columna, en sentido transversal al del pórtico sísmico, deberá incluir el causado por la fuerza en la aleta de la viga, especificado en F.3.7.7, literal a.2.b., más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento de la columna en esta dirección.

**F.3.7.8 - APOYO LATERAL DE VIGAS** - Las vigas deberán tener ambas aletas apoyadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud sin arriostramiento entre los apoyos laterales no podrá exceder  $1760r_y/F_y$ . Además, es necesario colocar apoyos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas cuando el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico especial que resiste momento.

### **F.3.8 - REQUISITOS PARA EDIFICIOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE**

**F.3.8.1 - ALCANCE** - Los pórticos arriostrados concéntricamente son sistemas arriostrados cuyas líneas de acción se intersectan esencialmente en puntos. Las excentricidades menores, presentes cuando la intersección de las líneas de acción ocurre dentro del ancho de las riostras, son aceptables siempre y cuando se tengan en cuenta en el diseño. Los pórticos arriostrados concéntricamente deberán tener la resistencia de diseño estipulada en el Capítulo F.2 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6, con las modificaciones dadas por las siguientes provisiones adicionales.

**F.3.8.2 - RIOSTRAS** - Las riostras deberán cumplir con lo siguiente.

- (a) Esbeltez:** las riostras tendrán un  $L/r \leq 1900/\sqrt{F_y}$  con la excepción permitida en F.3.8.5.
- (b) Resistencia de diseño a la compresión:** la resistencia de diseño de una riostra en compresión axial no excederá  $0.8\phi_c P_n$ .

- (c) Distribución de fuerzas laterales: las riostras se dispondrán a lo largo de cualquier línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento, de la fuerza total horizontal, sea resistida por riostras a tensión, a menos que la resistencia nominal,  $P_n$ , de cada riostra en compresión sea mayor que la resistencia requerida,  $P_u$ , que resulta al aplicar las combinaciones de carga F 3 2 1 o F 3.2.2. Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvien en planta más de un 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a la línea de arriostramiento.
- (d) Relaciones ancho-espesor: los elementos rigidizados y sin rigidizar de las riostras deberán tener relaciones ancho-espesor que cumplan con F.2.2.5. Las secciones de las riostras podrán ser compactas o no, pero sin elementos esbeltos (i.e., con  $\lambda < \lambda_r$ ). Las secciones circulares tendrán una relación de diámetro exterior a espesor de la pared que no exceda  $9000/F_y$ , y los tubos rectangulares una relación ancho plano a espesor de la pared que no exceda  $290/\sqrt{F_y}$ , a menos que la sección circular o las paredes del tubo estén rigidizadas.
- (e) Conectores para miembros ensamblados: en todas las riostras ensambladas el primer conector, empernado o soldado, a cada lado de la mitad de la longitud de un miembro del ensamble se diseñará para transmitir al elemento adyacente una fuerza igual al 50 por ciento de la resistencia nominal del primer elemento. Debe haber por lo menos dos conectores, igualmente espaciados con respecto a la línea central del miembro.

**F.3.8.3 - CONEXIONES DE LAS RIOSTRAS** - En el diseño de las conexiones de las riostras se tendrá en cuenta lo siguiente.

- (a) Fuerzas: la resistencia requerida de las conexiones de las riostras (incluyendo las uniones viga a columna si son parte del sistema de arriostramiento) deberá ser el menor de los siguientes valores:
  - a.1. La resistencia de diseño a tensión axial de la riostra.
  - a.2. La fuerza en la riostra obtenida al aplicar las combinaciones de carga F.3.2.1 o F.3.2.2.
  - a.3. La fuerza máxima, calculada en un análisis, que el sistema transfiere a la riostra.
- (b) Área neta: en las conexiones empernadas de las riostras, el cociente mínimo entre el área neta efectiva y el área bruta de la sección estará limitado por

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2\alpha P_u^*}{\phi_t P_n} \quad \text{(F.3.8.1)}$$

en donde

- $A_e$  = área neta efectiva, definida en la ecuación F.2-1.
- $P_u^*$  = resistencia requerida de la riostra, calculada de acuerdo con F.3.8.3, literal a.
- $P_n$  = resistencia nominal a tensión especificada en F.2.4.
- $\phi_t$  = coeficiente especial de resistencia para tensión = 0.75.
- $\alpha$  = fracción de la fuerza en el miembro, determinada en F 3 8.3, literal a, que es transferida a través de una sección neta en particular.

c. Cartelas de unión

- c.1. Cuando el análisis indique que las riostras se pandean en el plano de las cartelas de unión, éstas y otras partes de la conexión deberán tener una resistencia de diseño igual o mayor que la resistencia nominal a flexión en el plano de la riostra.
- c.2. Cuando la resistencia crítica de pandeo se presenta en el plano normal al de la cartela de unión, la riostra deberá terminar en un punto de la cartela que esté a una distancia de por lo menos dos veces el espesor de la cartela, medida a partir de la línea teórica de flexión que no este restringida por juntas de la columna o de la viga. La cartela de unión deberá tener una resistencia

requerida a compresión, capaz de resistir la correspondiente resistencia de diseño de la riostra sin que se presente pandeo local de la cartela de unión. En el caso de riostras diseñadas para soportar únicamente carga axial, los pernos o soldaduras se diseñarán para transmitir las fuerzas de las riostras a lo largo de los centroides de los elementos de la riostra.

#### **F.3.8.4 - REQUISITOS PARA CONFIGURACIONES ESPECIALES DE ARRIOSTRAMIENTO**

(a) Arriostramiento de tipo V y V invertida:

- a.1. La resistencia de diseño de las riostras será por lo menos 1.5 veces la resistencia requerida por las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6.
- a.2. La viga intersectada por las riostras deberá ser continua entre las columnas.
- a.3. Una viga intersectada por riostras en V, deberá ser capaz de soportar todas las cargas tributarias muertas y vivas, suponiendo que no está presente la riostra.
- a.4. Las aletas superior e inferior de la viga en el punto de intersección de las riostras en V se diseñarán para soportar una fuerza lateral igual al 1.5 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la viga ( $F_y b_c t$ ).

(b) Arriostramiento en K cuando sea permitido:

- b.1. La resistencia de diseño de las riostras en K será por lo menos 1.5 veces la resistencia requerida por las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6.
- b.2. Una columna intersectada por riostras en K deberá ser continua entre las vigas.
- b.3. Una columna intersectada por riostras en K deberá ser capaz de soportar todas las cargas muertas y vivas suponiendo que el arriostramiento no está presente.
- b.4. Las dos aletas de la columna se diseñarán para que soporten en el punto de intersección de las riostras en K, una fuerza lateral igual a 1.5 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la columna ( $F_y b_c t$ ).

**F.3.8.5 - EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA** - Los pórticos arriostrados que no cumplan con los requisitos de F.3.8.2 a F.3.8.4, sólo podrán utilizarse en estructuras de cubierta y en edificaciones que no tengan más de dos pisos si se utilizan las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2 para determinar la resistencia requerida de los miembros y conexiones.

#### **F.3.9 - REQUISITOS PARA PORTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE**

**F.3.9.1 - ALCANCE** - Los pórticos arriostrados excéntricamente se diseñarán de tal manera que con las deformaciones inelásticas producidas por el sismo, se produzca fluencia en los vínculos. Las riostras diagonales, las columnas y los segmentos de viga por fuera de los vínculos deberán diseñarse para que permanezcan elásticas al verse sometidas a las fuerzas máximas generadas por los vínculos, que han fluido completamente y se han endurecido por deformación, con las excepciones permitidas por esta sección.

**F.3.9.2 - VINCULOS** - En el diseño de los vínculos se atenderán las siguientes consideraciones.

(a) Las vigas con vínculos, deberán cumplir con los límites de las relaciones ancho-espesor, dadas en la tabla F.3.7-1.

(b) La resistencia mínima especificada a la fluencia del acero de los vínculos no podrá exceder  $F_y=345$  MPa.

(c) El alma de un vínculo deberá ser de una sola lámina, sin refuerzo de platina doble y sin aberturas.

(d) Con la excepción del límite establecido en el literal f de este numeral, la resistencia requerida del vínculo a corte,  $V_n$ , no deberá exceder su resistencia de diseño a dicha sollicitación,  $\phi V_n$ , en donde:

$\phi V_n$  = resistencia de diseño a corte del vínculo: el menor valor entre  $\phi V_p$  y  $2\phi M_p/e$ , N

$$V_p = 0.6F_y (d - 2t_w)t_w, N.$$

$$\phi = 0.9$$

$$e = \text{longitud del vínculo, mm.}$$

(e) Si la resistencia axial requerida,  $P_u$ , en un vínculo es igual o menor que  $0.15P_y$ , en donde  $P_y = A_g F_y$ , no es necesario considerar el efecto de la fuerza axial sobre la resistencia de diseño a corte del vínculo.

(f) Si la resistencia axial requerida,  $P_u$ , en un vínculo excede  $0.15P_y$ , es necesario cumplir con las siguientes limitaciones adicionales:

f.1. La resistencia de diseño a corte del vínculo será el menor valor entre  $\phi V_p$  y  $2\phi M_p/e$ , en donde:

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

$$M_{pa} = 1.18M_p [1 - (P_u/P_y)]$$

$$\phi = 0.9$$

f.2. La longitud del vínculo no excederá:

$$[1.15 - 0.5\rho(A_w/A_g)] 1.6M_p/V_p \text{ para } \rho(A_w/A_g) \geq 0.3, \text{ y}$$

$$1.6M_p/V_p \text{ para } \rho(A_w/A_g) < 0.3, \text{ en donde:}$$

$$A_w = (d - 2t_w)t_w$$

$$\rho = P_u/V_u$$

(g) El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo plástico entre el vínculo y la viga por fuera de él, cuando la deriva total del piso es  $0.4R$  veces la deriva determinada a partir del corte en la base especificado,  $V$ . El término  $0.4R$  deberá ser igual o mayor que  $1.0$ . Con la excepción señalada en F.3.9, literal d, el ángulo de rotación del vínculo no deberá exceder los valores siguientes:

- g.1.  $0.09$  radianes cuando los vínculos tengan una longitud de  $1.6M_p/V_p$  o menor.
- g.2.  $0.03$  radianes cuando los vínculos tengan una longitud de  $2.6M_p/V_p$  o mayor.
- g.3. En el caso de vínculos con longitudes comprendidas entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$ , el límite se establecerá por interpolación lineal.

(h) Como alternativa, el piso superior de un edificio con arriostramiento excéntrico que tenga más de cinco pisos deberá ser un pórtico con arriostramiento concéntrico.

**F.3.9.3 - RIGIDIZADORES DEL VINCULO** - El diseño de los rigidizadores de los vínculos se regirá por las siguientes cláusulas.

(a) Al alma del vínculo se le deben colocar rigidizadores, en toda su altura y a ambos lados del alma, en los extremos que se unen con la riostra diagonal. Estos rigidizadores deberán tener un ancho combinado no menor que  $(b_f - 2t_w)$  y un espesor no menor que  $0.75t_w$  o  $9.5$  mm, el que de mayor, en donde  $b_f$  y  $t_w$  son el ancho de la aleta y el espesor del alma del vínculo, respectivamente.

(b) Los vínculos deberán tener rigidizadores intermedios del alma que cumplan con lo siguiente:

- b.1. Los vínculos de longitudes iguales a  $1.6M_p/V_p$  o menores, tendrán rigidizadores intermedios del alma espaciados a intervalos que no excedan  $(30t_w - d/5)$  cuando el ángulo de rotación del vínculo sea de  $0.09$  radianes o  $(52t_w - d/5)$  cuando dicho ángulo sea de  $0.03$  radianes o menos. En el caso de rotaciones entre  $0.03$  y  $0.09$  radianes se utilizará interpolación lineal.
- b.2. Los vínculos con una longitud mayor que  $2.6M_p/V_p$  y menor que  $5M_p/V_p$  deberán tener rigidizadores intermedios del alma colocados a una distancia de  $1.5b_f$ , medida desde cada extremo del vínculo.
- b.3. Los vínculos de longitud comprendida entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  deberán tener rigidizadores intermedios del alma que cumplan los requisitos de los puntos anteriores b.1 y b.2.
- b.4. No se requieren rigidizadores intermedios del alma en los vínculos con longitudes menores que  $5M_p/V_p$ .

- b.5.** En los vínculos los rigidizadores intermedios se extenderán en toda su altura. En el caso de vínculos con altura inferior a 635 mm, sólo se requieren rigidizadores a un lado del alma. El espesor de tales rigidizadores no será menor que  $t_w$  o 9.5 mm, el que sea mayor, y el ancho no será menor que  $(b_f/2) - t_w$ . En vínculos con alturas mayores o iguales a 635 mm se requieren rigidizadores intermedios similares, en ambos lados del alma.
- (c)** Las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma del vínculo deberán tener una resistencia de diseño capaz de resistir una fuerza de  $A_{r1}F_y$ , siendo  $A_{r1}$  el área del rigidizador. La resistencia de diseño de las soldaduras de filete que unen el rigidizador a las aletas deberá poder resistir una fuerza de  $A_{r2}F_y/4$ .

**F.3.9.4 - CONEXIONES DEL VÍNCULO A LA COLUMNA** - En donde un vínculo se conecta a una columna se deben cumplir los siguientes requisitos adicionales:

- (a)** La longitud de los vínculos conectados a columnas no excederá  $1.6M_p/V_p$ , a menos que se demuestre que la conexión vínculo a columna es adecuada para desarrollar la rotación inelástica requerida del vínculo.
- (b)** Las aletas del vínculo deberán unirse a la columna mediante juntas soldadas de penetración total. La unión del alma del vínculo a la columna deberá ser soldada. La resistencia requerida de la junta soldada deberá ser por lo menos igual a las resistencias nominales a la fuerza axial, al corte, y a la flexión del alma del vínculo.
- (c)** La necesidad de platinas de continuidad se determinará de acuerdo con los requisitos de F 3.7.5.
- (d)** Cuando el vínculo está conectado al alma de la columna las aletas del vínculo deberán estar soldadas a las platinas con juntas de penetración total y la junta del alma deberá también ser soldada. La resistencia requerida de la junta del alma del vínculo deberá ser por lo menos igual a la resistencia nominal a la fuerza axial, al corte y a la flexión del alma del vínculo. El ángulo de rotación de éste no deberá exceder 0.015 radianes, cualquiera que sea su longitud.

**F.3.9.5 - APOYO LATERAL DEL VÍNCULO** - En los extremos del vínculo se deberán proveer apoyos laterales tanto en su aleta superior como en la inferior. Los apoyos laterales en el extremo de los vínculos deberán tener una resistencia de diseño igual al 6 por ciento de la resistencia nominal de la aleta del vínculo calculada como  $F_y b_f t_f$ .

**F.3.9.6 - RIOSTRA DIAGONAL Y VIGA POR FUERA DEL VÍNCULO** - En el diseño de estos miembros se tendrá en cuenta lo siguiente:

- (a)** La resistencia requerida combinada a la fuerza axial y al momento de la riostra diagonal deberá ser igual a las fuerzas axiales y momentos generados por 1.25 veces la resistencia nominal al corte del vínculo definida en F.3.9.2. Las resistencias de diseño de la riostra diagonal, determinada de acuerdo con F 2.8 y F.2.18, deberá exceder las resistencias requeridas definidas acá.
- (b)** La resistencia requerida de la viga por fuera del vínculo deberá ser por lo menos 1.25 veces las fuerzas generadas por la resistencia nominal al corte del vínculo y a la viga se le deberá proveer apoyo lateral para mantener su estabilidad. Se proveerán apoyos laterales en ambas aletas de la viga y cada uno deberá tener una resistencia de diseño que resista por lo menos 1.5 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la viga calculada como  $F_y b_f t_f$ .
- (c)** En la conexión entre la riostra diagonal y la viga, en el extremo de la riostra correspondiente al vínculo, la intersección de los ejes de la riostra y de la viga, deberá quedar en el extremo del vínculo o en el vínculo mismo. La viga no deberá tener juntas dentro de la conexión entre viga y riostra, o adyacentes a ella.
- (d)** La resistencia requerida de la conexión riostra diagonal a viga, en el extremo del vínculo de la riostra, deberá ser por lo menos igual a la resistencia nominal de la riostra. Ninguna parte de esta conexión se podrá extender sobre la longitud del vínculo. Si la riostra resiste una parte del momento en el extremo del vínculo, la conexión deberá diseñarse como de tipo completamente restringido.
- (e)** La relación ancho-espesor de la riostra deberá cumplir con el límite  $\lambda_p$  de la tabla F.2-1.



**F.3.9.7 - CONEXIONES VIGA A COLUMNA** - Se permite que las conexiones viga a columna alejadas de los vínculos se diseñen como un pasador en el plano del alma. La conexión tendrá una resistencia de diseño capaz de resistir una torsión con respecto al eje longitudinal de la viga, calculada con base en dos fuerzas iguales y opuestas de por lo menos el 1.5 por ciento de la resistencia nominal de las aletas de la viga, calculadas como  $F_y b_t$ , y que actúan lateralmente sobre dichas aletas.

**F.3.9.8 - RESISTENCIA REQUERIDA DE LA COLUMNA** - La resistencia requerida de las columnas se determinará para las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6, excepto que los momentos y las cargas axiales introducidas a la columna en la conexión de un vínculo o riostra no deberán ser menores que las generadas por 1.25 veces la resistencia nominal del vínculo.

### **F.3.10 - SUPERVISION TECNICA Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD**

**F.3.10.1 - GENERAL** - Los requisitos generales y responsabilidades para el cumplimiento de un plan de aseguramiento de calidad estarán de acuerdo con los requisitos de la autoridad competente y de las especificaciones dadas por el ingeniero calculista.

**F.3.10.2 - INSPECCIONES Y ENSAYOS** - Las inspecciones y ensayos necesarios para establecer que la construcción cumple con estas provisiones se incluirán en un plan de aseguramiento de calidad.

Dicho plan de aseguramiento de calidad incluirá los siguientes ensayos e inspecciones mínimos, adicionales a los requeridos por el Capítulo F.2:

Las juntas soldadas de surco sometidas a fuerzas netas de tensión, que sean partes de los sistemas resistentes a las fuerzas sísmicas, conforme a F.3.7, F.3.8 y F.3.9, se ensayarán en un ciento por ciento con ultrasonido o con otros métodos aprobados equivalentes, de acuerdo con la norma AWS D1.1.

**Excepción:** la tasa de ensayos no destructivos para un soldador individual se reducirá al 25 por ciento si así lo aprueba la persona responsable del diseño estructural, siempre y cuando se demuestre que la tasa de rechazo es del 5 por ciento o menos de las soldaduras ensayadas hechas por dicho soldador.

■

