

NEC

NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN

ESTRUCTURAS DE ACERO



CÓDIGO
NEC - SE - AC



Econ. Diego Aulestia Valencia
Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda

Econ. Luis Felipe Guevara Urquiza
Subsecretario de Hábitat y Asentamientos Humanos

Arq. Rubén Darío Paredes Cortez
Subsecretario de Vivienda

Arq. Jose Antonio Toral Valdivieso
Director de Hábitat y Asentamientos Humanos

Arq. Jose Antonio Martín Erquicia
Coordinador de proyecto

Textos:

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI)
Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON)

Producción Editorial:

Dirección de Comunicación Social, MIDUVI

Diciembre 2014

ISBN:0000000000

■ Prólogo

Al Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, ente rector de las políticas de hábitat y vivienda a nivel nacional, le corresponde formular la normativa que propicie el desarrollo ordenado y seguro de los Asentamientos Humanos, la densificación de las ciudades y el acceso a la vivienda digna.



Bajo ese marco, y considerando además que nuestro país está localizado en una zona calificada de alto riesgo sísmico, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda llevó a cabo un proceso de actualización de la Normativa Técnica referente a la Seguridad Estructural de las Edificaciones (Código Ecuatoriano de la Construcción de 2001). Esta labor fue realizada en conjunto con la Cámara de la Industria de la Construcción, entidad que coordinó el desarrollo de varios documentos normativos a través de comités de expertos de entidades públicas, del sector privado y representantes de instituciones académicas. Se realizaron talleres de trabajo con los profesionales del sector y se aplicaron las mejores prácticas internacionales en el ámbito de la edificación.

El objetivo fue determinar nuevas normas de construcción de acuerdo a los avances tecnológicos a fin de mejorar los mecanismos de control en los procesos constructivos, definir principios mínimos de diseño y montaje en obra, velar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad, y fijar responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados en los procesos de edificación.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las edificaciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible



Econ. Diego Aulestia Valencia
Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda

■ TABLA DE DATOS

NOMBRE DEL DOCUMENTO HABILITANTE	FECHA
Actualización mediante Acuerdo Ministerial Nro. 0047	15 de diciembre de 2014
MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 413	10 de enero de 2015

■ LISTADO DE PERSONAS Y ENTIDADES PARTICIPANTES

INSTITUCIÓN	NOMBRE
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Ing. José Vicente Chiluisa Ochoa
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Arq. Francesca Blanc
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Ab. Jonathan Santiago Gómez Pumagualle
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Arq. Jose David Saura Gonzalez
Cámara de la Industria de la Construcción	Ing. Hermel Flores Maldonado
Cámara de la Industria de la Construcción	Ing. Ginno Manciatì Jaramillo
Colegio de Ingenieros Mecánicos de Pichincha	Ing. Carlos Baldeón Valencia
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Sigifredo Décimo Díaz Mendoza
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Patricio Honorato Placencia Andrade
Escuela Politécnica Nacional	Arq. Félix Policarpo Vaca Moncayo
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Hugo Alfonso Yépes Arosteguí
Universidad San Francisco de Quito	Ing. Telmo Andrés Sánchez Graunauer
Universidad San Francisco de Quito	Dr. Fabricio Oswaldo Yépez Moya
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Ing. Guillermo Ricardo Realpe Rivadeneira
Universidad Central del Ecuador	Msc. Ing. Hernán Estupiñan Maldonado
American Concrete Institute	Ing. Juan Carlos Garcés P.
FRACTALES Cia. Ltda.	Dr. Vinicio Andrés Suárez Chacón
GEOESTUDIOS S.A.	Dr. Xavier Fernando Vera Graunauer
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. José Andrés Vallejo Bermeo
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. Michael Joseph Maks Davis
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. Mathieu Lamour
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Dr. Miguel Angel Jaimes Téllez
Consultor Particular	Dr. Pedro Pablo Rojas Cruz
Consultor Particular	Ing. Jaime Enrique García Alvear
Consultor Particular	Ing. Fabián Enrique Espinosa Sarzosa
Consultor Particular	Ing. Jorge Luis Palacios Riofrío
Consultor Particular	Ing. Jorge Enrique Orbe Velalcázar
Consultor Particular	Msc. Ing. Alex Francisco Albuja Espinosa

NEC

NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN

ESTRUCTURAS DE ACERO



CÓDIGO
NEC - SE - AC

CONTENIDO

1.	Generalidades	6
1.1.	Introducción	6
1.2.	Definiciones	6
1.1.	Simbología	11
2.	Contexto normativo	17
2.1.	Normativas ecuatorianas de la construcción	17
2.1.1.	Normas ecuatorianas de la construcción	17
2.2.	Normas extranjeras usadas para la norma NEC-SE-AC	17
3.	Alcances y consideraciones generales	18
3.1.	Responsabilidades	19
3.2.	Especificaciones técnicas y planos	20
4.	Bases de cálculo y Estados Límites	22
4.1.	Cargas y combinaciones de carga	22
4.2.	Requerimientos generales de diseño	22
4.3.	Diseño basado en factores de carga y resistencia (DFCR), y en diseño por resistencia admisible (DSA)	23
5.	Materiales	23
5.1.	Especificaciones para los materiales	23
5.2.	Resistencia probable del material	24
5.3.	Tenacidad en secciones pesadas	26
6.	Diseño de miembros	28
6.1.	Alcance	28
6.2.	Clasificación de las secciones según su relación ancho-espesor	28
7.	Diseño de conexiones, juntas y sujetadores	36
7.1.	Alcance	36
7.2.	Juntas empernadas	36
7.3.	Juntas soldadas	37
7.4.	Empalmes de columnas	38
7.5.	Base de columnas	39
8.	Diseño de pórticos	41
8.1.	Pórticos especiales a momento (PEM)	41
8.2.	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC)	53
8.3.	Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)	61

9.	Conexiones	73
9.1.	Conexiones precalificadas para pórticos especiales a momento	73
9.2.	Parámetros para el diseño de la conexión	77
9.3.	Requerimientos de soldadura	79
9.4.	Conexión con viga de sección reducida	82
10.	Planes de Control de Calidad y Garantía de Calidad	90
11.	Especificaciones de soldadura	96
11.1.	Procedimientos para ensayos no destructivos	98
11.2.	Especificaciones adicionales de soldadura	98
11.3.	Especificaciones adicionales de soldadura para soldaduras de demanda crítica exclusivamente	100
11.4.	Metal de aporte / especificación para el ensayo de verificación de la tenacidad.	101
12.	Referencias	104
13.	Apéndices	105
14.	Apéndice: esquema conceptual de análisis de la NEC-SE-AC	110

Índice de figuras

Figura 1: Planta de Edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales.....	19
Figura 2: Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM.....	41
Figura 3: Determinación de M^*_{pv} para el caso de una columna interior de un PEM.....	44
Figura 4: Ángulo de deriva de entrepiso (Tomado de FEMA 350).....	48
Figura 5 Aceptable degradación de resistencia (Tomado de ANSI/AISC 341-05).....	48
Figura 6 Fuerzas internas actuando en la zona de panel de un PEM sujeto a carga lateral.....	50
Figura 7 Esquema de ubicación de soldaduras tapón en la zona de panel de un PEM.....	51
Figura 8 Tipos más comunes de PEAC.....	54
Figura 9: Zonas protegidas para PEAC.....	57
Figura 10 Línea de restricción.....	60
Figura 11 Tipos más comunes de PAE.....	62
Figura 12 Comportamiento inelástico de un PAE.....	63
Figura 13: Disposición de Rigidizadores en los Vínculos de los PAE.....	68
Figura 14 Fracturas típicas en el Sismo de Northridge de 1994.....	73
Figura 15 Perfiles para columnas (Tomado de ANSI/AISC 358-05).....	76
Figura 16: Barra de respaldo, platina de respaldo lateral y platina de tope.....	81
Figura 17: Recortes de esquina en placas de continuidad de columnas (Tomado de ANSI/AISC 358-05).....	82
Figura 18: Conexión con Viga de Sección Reducida.....	83
Figura 19: Detalle de agujeros de acceso para la soldadura.....	85
Figura 20: Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la viga de sección reducida y la cara de la columna.....	89
Figura 21: esquema conceptual de análisis de la NEC-SE-AC.....	110

Índice de tablas

Tabla 1: Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr.50 y A588 Gr.50.....	25
Tabla 2: Resumen de las Propiedades de las planchas de Acero Evaluadas (Tomado de Cassagne 2009).....	26
Tabla 3: Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM (Tomado de las Especificaciones ASTM 2005).....	26
Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)	30
Tabla 7: Tareas de Inspección Visual antes de Soldar.....	106
Tabla 8: Tareas de Inspección Visual durante la Soldadura.....	107
Tabla 9: Tareas de Inspección antes del Empernado.....	107
Tabla 10: Tareas de Inspección durante el Empernado	108
Tabla 11: Tareas de Inspección después del Empernado.....	108
Tabla 12: Otras Tareas de Inspección	108
Tabla 13: Ensayo de Soldadura para Verificación de Tenacidad y Condiciones de Pre calentamiento	109

1. Generalidades

1.1. Introducción

Las Disposiciones incluidas en el presente capítulo están organizadas de la siguiente manera:

- **Generalidades**
 - Introducción
 - Definiciones
- **Unidades y simbología**
- **Contexto normativo**
 - Normativas ecuatorianas de la construcción.
 - Normas extranjeras usadas para la norma NEC-SE- DS de las NEC
- **Alcances y consideraciones generales**
- **Bases de cálculo y Estados Límites**
- **Diseño de miembros**
- **Diseño de pórticos**
 - PEM
 - PEAC
 - PAE
- **Conexiones**
- **Control de calidad**
- **Referencias**
- **Apéndices**

Estas *Disposiciones* consideran que las estructuras de acero serán diseñadas, fabricadas y montadas utilizando perfiles laminados en caliente o perfiles armados ensamblados por medio de planchas soldadas.

Estas *Disposiciones* se aplicarán cuando el *coeficiente de reducción de respuesta sísmica* R , especificado en la NEC-SE-DS de estas normas, sea mayor a 3. Los sistemas de acero estructural diseñados con valores de R mayor a 3 se espera disipen la energía proveniente de los movimientos del terreno de diseño por medio de deformaciones inelásticas de la estructura. Para aquellos casos en que el coeficiente de reducción de respuesta sísmica, R , sea igual o menor a 3, no se necesitará cumplir con los requerimientos incluidos en estas *Disposiciones*, excepto para sistemas especiales de columnas en voladizo en donde se deberá cumplir con los requerimientos incluidos en estos sistemas.

1.2. Definiciones

Las definiciones incluidas en este capítulo deberán ser utilizadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales.

Otras definiciones de elementos o de conceptos de cálculo y diseño que se utilicen y que no estén incluidas en este capítulo, deberán corresponder a conceptos técnicos reconocidos en el campo del diseño de estructuras de acero por organismos nacionales o internacionales de normalización, institutos o centros de investigación igualmente reconocidos.

ÁNGULO DE DERIVA DE ENTREPISO

Desplazamiento relativo de entrepiso dividido para la altura de entrepiso

ÁREA k

Región del alma que se extiende desde el punto tangente del alma y la esquina redondeada entre el alma y el ala a una distancia de 38 mm (1.5 pulg.) hacia el alma más allá de la dimensión "k".

ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Zona de un miembro que incursiona en el rango inelástico una vez que se alcanza el momento plástico

BARRAS DE RESPALDO

Barra metálica o de otro material, colocada en la raíz de la soldadura para facilitar la colocación de los pases de raíz. En inglés se traduce como *backing bar*.

CONEXIÓN

Combinación de juntas y elementos estructurales usados para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

COLUMNAS EXENTAS

Columnas que no cumplen con los requerimientos de las ecuaciones presentadas de los Pórticos Especiales a Momento [\(8.1\)](#).

CONEXIÓN PRECALIFICADA

Conexión que cumple los requerimientos de la Sección [9.1](#) o del ANSI/AISC 358-05 y sus suplementos.

DERIVA DE PISO DE DISEÑO

Deriva de piso originada por el sismo de diseño y que incluye los efectos de la acción inelástica. En inglés se traduce como *Design Story Drift*.

DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (DFCR)

Método para dimensionar los componentes estructurales de manera que la *resistencia de diseño* es igual o mayor que la *resistencia requerida* del componente bajo las combinaciones de carga DFCR. En inglés se traduce como *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*.

DISEÑO POR RESISTENCIA ADMISIBLE (DRA)

Método para dimensionar los componentes estructurales de manera que la *resistencia admisible* es igual o mayor que la *resistencia requerida* del componente bajo las combinaciones de carga DRA. En inglés se traduce como *Allowable Strength Design (ASD)*.

ELEMENTO

Un miembro o una conexión

ELEMENTOS DE FIJACIÓN DE LA LÁMINA COLABORANTE

Tornillos auto-roscantes o soldadura de pre-armado. En inglés se traduce como *decking attachment*.

ESFUERZO DE FLUENCIA PROBABLE

Esfuerzo de Fluencia del material igual al mínimo esfuerzo de fluencia especificado multiplicado por R_y .

ESPECIFICACIÓN AISC 360-10

Especificación AISC 360-10: Especificaciones para Edificios de Acero Estructural de la ANSI/AISC 360-10 (*Specification for Structural Steel Buildings*)

ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (EPS)

Procedimiento utilizado para ejecutar las soldaduras. En inglés se traduce como *Welding Procedure Specification (WPS)*.

ESTADO LÍMITE DÚCTIL (ELD)

Estados límites dúctiles incluyen miembros y conexiones en fluencia, deformaciones por aplastamiento en agujeros para pernos, o pandeo en los miembros que cumplen las máximas relaciones ancho-espesor indicados en la Tabla 5. La fractura de un miembro o conexión, o pandeo de una conexión, no representa un estado límite dúctil.

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (ELR)

Condición límite en la cual se alcanza la capacidad última afectando la seguridad de la estructura.

FACTOR DE ESFUERZO DE FLUENCIA PROBABLE R_y

Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado F_y del material

JUNTA

Área en donde dos o más extremos, superficies o bordes se conectan. Dependiendo del uso de soldaduras o pernos, las juntas pueden ser soldadas o empernadas, respectivamente. Las juntas pueden clasificarse también dependiendo del mecanismo de transferencia de fuerzas. Por ejemplo si el cortante es el mecanismo de transferencia de fuerzas, la junta se denomina junta a cortante.

PLACA BASE DE COLUMNA

Ensamble de placas, conectores, pernos y varillas en la base de la columna, usada para transmitir fuerzas entre la superestructura de acero y la cimentación.

PLACAS DE CONTINUIDAD

Rigidizadores de la columna ubicados en la parte superior e inferior de la zona de panel, conocidos también como rigidizadores transversales.

PLATINAS DE RESPALDO LATERAL

Platina metálica o de otro material fijada al extremo de la junta soldada para facilitar el inicio y la terminación de los pases de soldadura fuera de la junta estructural. En inglés se traduce como *Weld Tab*.

PLATINAS DE TOPE

Platina metálica o de otro material fijada al extremo de la platina de respaldo lateral para confinar los pases de soldadura fuera de la junta estructural. En inglés se traduce como *End Dam*.

PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO (PEM)

Sistema de pórticos a momento que cumple los requerimientos de la Sección [8.1](#). En inglés se traduce como *Special Moment Frame (SMF)*.

PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (PEAC)

Pórticos arriostrados diagonalmente que cumplen con los requerimientos de la Sección [8.2](#) y cuyos miembros diagonales en el sistema de arriostramiento están sujetos a fuerzas axiales. En inglés se traduce como *Special Concentrically Braced Frame (SCBF)*.

PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS (PAE)

Pórticos arriostrados diagonalmente que cumplen con los requerimientos de la Sección [8.3](#) y donde al menos uno de los extremos de cada miembro diagonal está conectado a la viga a una distancia corta de otra conexión viga-diagonal o de una conexión viga-columna. En inglés se traduce como *Eccentrically Braced Frame (EBF)*.

RESISTENCIA A LA FLUENCIA PROBABLE

Resistencia a la fluencia en tensión de un miembro, igual al esfuerzo de fluencia probable multiplicado por A_g .

RESISTENCIA A LA TENSIÓN PROBABLE

Resistencia a la tensión de un miembro, igual a la resistencia mínima a la tensión especificada F_u , multiplicada por R_t .

RESISTENCIA ADMISIBLE

Resistencia nominal dividida para el factor de seguridad, R_n/Ω .

RESISTENCIA DE DISEÑO

Factor de resistencia multiplicado por la resistencia nominal, ϕR_n .

RESISTENCIA DISPONIBLE

Resistencia de diseño o Resistencia admisible, según corresponda.

RESISTENCIA NOMINAL

Resistencia de una estructura o de un componente (sin aplicar los factores de resistencia o de seguridad) para resistir las cargas externas determinadas de acuerdo con estas *Disposiciones*.

RESISTENCIA REQUERIDA

Fuerzas, esfuerzos, y deformaciones producidas en un componente estructural determinada en base a un análisis estructural, para las combinaciones de carga DFCR o DRA, o según lo indicado en la *Especificación AISC 360-10* o en estas *Disposiciones*.

SISMO BASE DE DISEÑO (SBD)

Sismo que tiene una intensidad igual a 2/3 del sismo considerado máximo. En inglés se traduce como *Design Basis Earthquake (DBE)*.

SISMO DE DISEÑO

Sismo representado por el espectro de respuesta de diseño especificado en la [NEC-SE-DS](#) de estas Normas.

SISMO CONSIDERADO MÁXIMO (SCM)

Sismo que tiene un probabilidad del 2% de excedencia en 50 años, esto es, un periodo de retorno de aproximadamente 2500 años. En inglés se traduce como *Maximum Considered Earthquake (MCE)*.

SISTEMA RESISTENTE A CARGA SÍSMICA (SRCS)

Conjunto de elementos estructurales en un edificio que resisten las fuerzas sísmicas. En inglés se traduce como *Seismic Load Resisting System (SLRS)*.

SOLDADURA DE DEMANDA CRÍTICA (SDC)

Aquella soldadura que tiene requerimientos especiales de tenacidad CVN y de ensayo. En inglés se traduce como *Critical Demand Weld*.

SOLDADURA DE FILETE (SF)

Soldadura de sección transversal triangular generalmente hecha entre superficies de elementos que se intersectan.

SOLDADURA DE PRE-ARMADO

Puntos de soldadura utilizados para conectar elementos durante el proceso de fabricación y montaje. En inglés se traduce como *tackwelds*.

SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA (SRPC)

Soldadura depositada en una ranura fabricada en los elementos de conexión.

SUJETADOR

Término genérico para pernos, remaches u otros tipos de conectores.

VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA

Reducción de la sección transversal en una longitud específica para forzar una potencial zona inelástica en la viga.

VÍNCULO

En Pórticos Arriostrados excéntricos, es el segmento de la viga localizado entre los extremos de dos diagonales o entre el extremo de la diagonal y la columna. La longitud del vínculo está definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre el extremo de la diagonal y la columna. En inglés se traduce como *Link*.

ZONA DE PANEL

Área del alma de una conexión viga – columna limitada por las alas de la columna y la proyección de las alas de la viga a través de la conexión.

ZONA PROTEGIDA (ZP)

Área de los elementos en donde se aplican las limitaciones de la Sección [6](#) (Zona protegida).

ZONA *k*

La zona k es la región del alma que se extiende desde el punto tangente del alma y el chaflán ala-alma.

1.1. Simbología

A_f	Área del ala de la columna conectada más pequeña
A_g	Área gruesa
A_{st}	Área del rigidizador del vínculo
A_w	Área del alma del vínculo
C_d	Factor de amplificación de deflexión
C_{pr}	Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión
E	Carga sísmica
E	Módulo de elasticidad del acero, $E=200000$ MPa (29000 ksi)
F_u	Resistencia mínima a la tensión especificada para el tipo de acero usado
F_y	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado
F_{yp}	Esfuerzo de fluencia probable
H	Altura de entrepiso, determinada como la distancia entre las líneas centroidales de las vigas de piso en cada uno de los niveles superior e inferior, o la distancia entre la parte superior de las losas en cada uno de los niveles superior e inferior
I_x	Momento de inercia alrededor del eje perpendicular al plano del PAE
I_y	Momento de inercia alrededor del eje contenido en el plano del PAE

K	Factor de longitud efectiva
L'	Distancia entre los centros de las secciones reducidas de la viga
L_b	Longitud entre puntos arriostrados lateralmente para evitar desplazamientos por compresión del ala o para evitar el pandeo de la sección transversal
L_n	Distancia entre las articulaciones plásticas
L_{pd}	Límite para la longitud no arriostrada lateralmente para análisis plástico
M_a	Resistencia a flexión requerida usando las combinaciones de carga DRA
M_{av}	Momento adicional basado en combinaciones DRA, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna
M_n	Resistencia nominal a la flexión
M_p	Resistencia nominal plástica a la flexión
M_{pa}	Resistencia plástica nominal afectada por carga axial
M_{pc}	Resistencia plástica a la flexión de la columna
M_{pr}	Máximo momento probable en la articulación plástica
M_{pv}	Resistencia plástica a la flexión de la viga
M_r	Resistencia a flexión probable
M_u	Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCR

M_{uv}	Momento adicional basado en combinaciones DFCR, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna
P_a	Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DRA
P_{ac}	Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DRA
P_c	Resistencia axial disponible de una columna
P_n	Resistencia nominal axial de una columna
P_r	Resistencia a la compresión requerida
P_{rb}	Resistencia a la compresión requerida de los arriostramientos laterales de la viga
P_{rc}	Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DRA o DFCR
P_u	Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DFCR
P_{uc}	Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DFCR de la columna
P_y	Resistencia nominal axial a la fluencia
Q_1	Fuerza axial y momentos generados por 1.25 veces la resistencia nominal a cortante del vínculo
R	Coefficiente de reducción de respuesta sísmica
R_d	Resistencia Disponible
R_n	Resistencia Nominal

R_{fp}	Resistencia a la Fluencia Probable
R_r	Resistencia Requerida
R_t	Factor de resistencia a la Tensión probable
R_{tp}	Resistencia a la tensión probable
R_y	Factor de esfuerzo de Fluencia probable
V_a	Resistencia requerida a corte usando las combinaciones de carga DRA
V_E	Resistencia requerida a corte por la conexión
V_n	Resistencia nominal a corte de un miembro
V_p	Resistencia nominal a corte de un vínculo activo
V_{pa}	Resistencia nominal a corte de un vínculo activo modificado por la carga axial
V_u	Resistencia requerida a corte usando las combinaciones de carga DFCR
w_z	Ancho de la zona de panel entre alas de columna
Z	Módulo plástico de sección
Z_c	Módulo plástico de la columna
Z_x	Módulo plástico de la sección alrededor del eje x

Z_v	Módulo plástico de la viga
Z_e	Módulo plástico efectivo de la sección o conexión en la articulación plástica
Z_{VSR}	Módulo plástico en la viga de sección reducida
b_f	Ancho del ala
d	Peralte de viga
d_c	Peralte de columna
d_z	Peralte de la zona de panel medido entre placas de continuidad
e	Longitud del vínculo en un Pórtico Arriostrado Excéntricamente
h_o	Distancia entre centroides de alas
r_y	Radio de giro alrededor del eje y
s_h	Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la localización de la articulación plástica
t_f	Espesor del ala de la sección
t_{vf}	Espesor del ala de la viga
t_w	Espesor del alma de la sección
w_z	Ancho de la zona de panel entre alas de columnas

Δ	Deriva de piso de diseño
Δ_E	Deriva de piso elásticas de diseño
Ω	Factor de Seguridad
ρ'	Relación de fuerza axial requerida P_u a resistencia al corte requerida V_u de un vínculo
λ_p	Máxima Relación ancho-espesor para elementos de sección compacta
λ_{ps}	Máxima Relación ancho-espesor para elementos de sección sísmicamente compacta
ϕ	Factor de Resistencia
ϕ_d	Factor de Resistencia para estado límite dúctil
ϕ_n	Factor de Resistencia para estado límite no-dúctil

2. Contexto normativo

2.1. Normativas ecuatorianas de la construcción.

Las *Disposiciones* descritas en este capítulo no incluyen requerimientos para los siguientes casos:

- Edificios de poca altura diseñados, fabricados y montados utilizando perfiles doblados en frío.

Para las estructuras indicadas en el último caso, el lector puede consultar el capítulo [NEC-SE-VIVIENDA](#) de esta norma.

2.1.1. Normas ecuatorianas de la construcción

- [NEC-SE-CG](#): Cargas (no sísmicas)
- [NEC-SE-DS](#): Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente
- [NEC-SE-RE](#): Rehabilitación Sísmica de Estructuras
- [NEC-SE-GM](#): Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- [NEC-SE-HM](#): Estructuras de Hormigón Armado
- [NEC-SE-AC](#): Estructuras de Acero
- [NEC-SE-MP](#): Estructuras de Mampostería Estructural
- [NEC-SE-MD](#): Estructuras de Madera
- [NEC-SE-VIVIENDA](#): Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m

2.2. Normas extranjeras usadas para la norma NEC-SE-AC

Las *Disposiciones* que se presentan en este capítulo se basan en las disposiciones presentadas en los documentos ANSI/AISC 341-05, ANSI/AISC 341-10 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*), 358-05 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*) y FEMA 350 (*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings*). Estos documentos reflejan el conocimiento más actualizado en relación al desempeño sísmico de edificios de acero estructural en los Estados Unidos de Norteamérica.

Las especificaciones y códigos referenciados en estas *Disposiciones* serán los listados en la Sección A2 de la ANSI/AISC 360-10 con las siguientes adiciones:

Abreviación	Nombre y detalles
ANSI/AISC 360-10	Specification for Structural Steel Buildings (American Institute of Steel Construction (AISC))

Abreviación	Nombre y detalles
ANSI/AISC 358-10	Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (American Institute of Steel Construction (AISC))
ANSI/AISC 341-05	Seismic Provisions for Structural Buildings
ANSI/AISC 341-10	Seismic Provisions for Structural Buildings (American Institute of Steel Construction (AISC))
AWS D1.8/D1.8M: 2009	Structural Welding Code-Seismic Supplement (American Welding Society (AWS))
ANSI/AWS B4.0M:2000	Standard Methods for Mechanical Testing of Welds (Metric Customary Units) (American Welding Society (AWS))
ANSI/AWS B4.0:2007	Standard Methods for Mechanical Testing of Welds (U.S. Customary Units) (American Welding Society (AWS))
ASNT SNT TC 1a-2001	Recommended Practice for the Training and Testing of Nondestructive Testing Personnel (American Society for Nondestructive Testing (ASNT))
AWS B5.1-2003	Specification for the Qualification of Welding Inspectors
FEMA 350, July 2000	Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (Federal Emergency Management Agency (FEMA))

Las *Disposiciones* descritas en este capítulo no incluyen requerimientos para los siguientes casos:

- Pórticos Especiales con Armaduras a Momento (PEAM)
- Pórticos con Arriostramientos Restringidos al Pandeo (PARP)
- Muros Especiales con Placas de Cortante (MEPC)
- Edificios compuestos de acero estructural y concreto reforzado

Para las estructuras indicadas en los cuatro casos, el lector puede consultar los documentos ANSI/AISC 341-05 y ANSI/AISC 341-10.

3. Alcances y consideraciones generales

Las *Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural*, llamadas de aquí en adelante como *Disposiciones*, gobernarán el diseño, la fabricación y el montaje de los elementos de acero estructural y conexiones de los *Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas* (SRCS), empalmes y bases de columnas que no son parte del SRCS, en edificios y en otras estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de una manera similar a los edificios con elementos resistentes a carga lateral y vertical.

Aquellas columnas que no son parte del SRCS se refiere a columnas que forman parte de pórticos gravitacionales, es decir, pórticos que han sido diseñados para resistir solamente cargas verticales. La [Figura 1](#) presenta la planta esquemática de un edificio de acero estructural compuesto por una

combinación de pórticos resistentes a momento y pórticos gravitacionales. Como puede observarse en la [Figura 1](#), el SRCS está compuesto por los pórticos resistentes a momento localizados en el perímetro del edificio mientras que los pórticos gravitacionales están localizados interiormente.

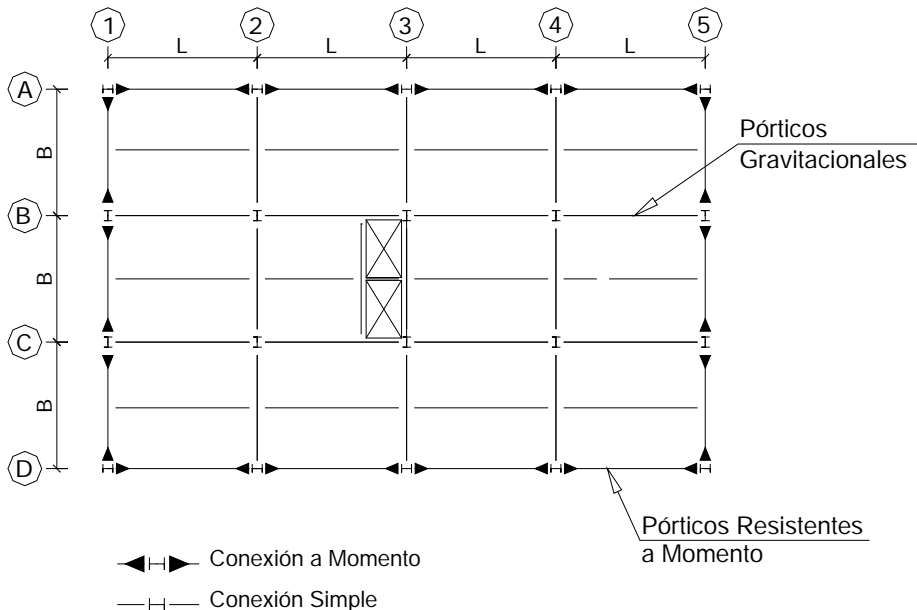


Figura 1: Planta de Edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales

Las referencias mencionadas toman en cuenta el estado del arte del diseño, construcción y montaje de los edificios de acero estructural en los Estados Unidos de Norteamérica. En ese país, antes de la década de los 70s, los edificios de acero estructural eran muy redundantes ya que en general todos los pórticos eran diseñados y construidos para que sean parte del SRCS, tal como se acostumbra en la actualidad en Ecuador. Esta práctica se traducía en que todas las uniones viga-columna eran resistentes a momento. Sin embargo, a partir de la década de los 70s, debido a los altos costos de construcción asociados con construir este tipo de uniones, la industria en los Estados Unidos concluyó que era más económico construir edificios de acero estructural con pórticos resistentes a momento localizados solamente en el perímetro del edificio (ver [Figura 1](#)) lo que conllevó a edificios poco redundantes con vigas de mayor tamaño y menor número de uniones resistentes a momento (FEMA 350).

3.1. Responsabilidades

La construcción con acero estructural está dividida en tres etapas: diseño, fabricación y montaje. Los profesionales responsables por el diseño de las estructuras de acero deberán tener como mínimo las siguientes credenciales profesionales:

- Poseer un título de tercer nivel en ingeniería civil, o
- Poseer un título de tercer nivel en ingeniería mecánica y un título de cuarto nivel en ingeniería estructural.

El profesional responsable por el diseño se denominará Diseñador en estas *Disposiciones* y será el encargado de presentar la documentación indicada en la Sección [3.2](#)

Los profesionales responsables por la fabricación y el montaje de las estructuras de acero deberán tener como mínimo las siguientes credenciales profesionales:

- Poseer un título de tercer nivel en ingeniería mecánica,
- Poseer un título de tercer nivel en ingeniería civil y un título de tercer o cuarto nivel en tecnología de la soldadura, o ser un inspector de soldadura certificado (CWI) según la Especificación AWS B5.1-2003.

En casos en los que no se disponga de profesionales con la formación indicada, es permisible formar un equipo de trabajo para realizar la fabricación y el montaje que reúna estos requisitos. Por ejemplo, es permisible que el fabricante y/o montador sea un profesional con título de tercer nivel en Ingeniería Civil y que adicionalmente, se cuente con la participación de un inspector de soldadura, CWI.

El profesional responsable por la fabricación y el montaje se denomina Contratista en estas *Disposiciones* y será el encargado de desarrollar la documentación indicada en la Sección [3.2](#) inclusive en los casos en donde el contratista subcontrate las actividades relacionadas con la fabricación y el montaje de las estructuras de acero.

El *Contratista*, basándose en la información contenida en la Sección [3.2](#) deberá determinar, implementar e instalar todos los soportes temporales necesarios para las operaciones de montaje. Estos soportes temporales deben ser suficientes para asegurar el ensamblaje del sistema estructural o una parte de él contra las cargas que puedan producirse durante las operaciones del montaje incluyendo aquellas producidas por fuerzas laterales o por el resultado de las operaciones de montaje.

El profesional responsable por la supervisión de la adecuada ejecución de la obra se denominará Fiscalizador en estas *Disposiciones*, el mismo que deberá tener las credenciales profesionales descritas anteriormente para las actividades de fabricación y de montaje.

3.2. Especificaciones técnicas y planos

Especificaciones técnicas y planos de diseño estructural

Los planos de diseño estructural y especificaciones técnicas deberán presentar de manera general el trabajo a ejecutar e incluir aspectos estipulados en la *Especificación AISC 360-10*. Los planos de diseño estructural deberán indicar lo siguiente según el caso lo amerite:

- a. Identificación del Sistema Resistente a Carga Sísmica (SRCS).
- b. Identificación de los miembros y conexiones que son parte del SRCS.
- c. Configuración de las Conexiones (tipos de conexiones, tamaño de la soldadura, diámetro de pernos, configuración de los agujeros de acceso, localización de las placas de cortante, ubicación de los sitios de empalmes, barras de respaldo, platinas de respaldo lateral y de tope que deberán ser removidas, y cualquier otro tipo de detallamiento de las conexiones).
- d. (Especificaciones de los materiales de los miembros y de las conexiones (resistencia y tenacidad requerida CVN, material de los pernos).
- e. Localización de las soldaduras de demanda crítica (SDC).

- f. Localización y dimensiones de las zonas protegidas (ZP).
- g. Localización de los sitios en donde las placas gusset (conexiones de arriostramiento) deben ser detalladas para acomodar rotaciones inelásticas.
- h. Requerimientos de Soldadura según lo especificado en la Sección [11](#).
- i. Alguna condición especial de montaje u otras consideraciones que sean requeridas por el diseño tales como el uso de soportes temporales o contra-flechas.

Planos de taller

Cuando los documentos contractuales así lo requieran, los planos de taller deberán ser presentados por el Contratista a la Fiscalización del proyecto para su revisión y aprobación previo al inicio de las actividades relacionadas con la fabricación de la estructura de acero. Los planos de taller deberán presentar el trabajo a ejecutar de manera específica e incluir aspectos estipulados en la *Especificación AISC 360-10*, el *Código de Práctica Estándar para Puentes y Edificios* y lo siguiente según el caso lo amerite:

- a. Identificación de los miembros y conexiones que son parte del SRCS.
- b. Configuración de las Conexiones (tipos de conexiones, tamaño de la soldadura, diámetro de pernos, configuración de los agujeros de acceso, localización de las placas de cortante, ubicación de los sitios de empalmes, barras de respaldo, platinas de respaldo lateral y de tope que deberán ser removidas, y cualquier otro tipo de detallado de las conexiones).
- c. Especificaciones de los materiales de los miembros y de las conexiones (resistencia y tenacidad requerida CVN y material de los pernos).
- d. Planillas que indiquen las dimensiones y las cantidades de obra de los diversos elementos estructurales.
- e. Localización de las soldaduras de demanda crítica (SDC) a ejecutarse en taller.
- f. Localización y dimensiones de las zonas protegidas (ZP).
- g. Localización de los sitios en donde las placas gusset (conexiones de arriostramiento) deben ser detalladas para acomodar rotaciones inelásticas.
- h. Requerimientos de Soldadura en taller según lo especificado en la Sección [11](#).
- i. Ubicación de pernos de ajuste completo así como la fuerza de ajuste que debe proporcionarse a los pernos.
- j. La ubicación de superficies Clase A o B.
- k. Ensayos no destructivos (END) cuando sean realizados por el fabricante.

Planos de montaje

Cuando los documentos contractuales así lo requieran, los planos de montaje deberán ser presentados por el Contratista a la Fiscalización del proyecto para su revisión y aprobación previo al inicio de las actividades relacionadas con el montaje de la estructura de acero. Los planos de montaje deberán presentar el trabajo a ejecutar de manera específica e incluir aspectos estipulados en la *Especificación AISC 360-10*, el *Código de Práctica Estándar para Puentes y Edificios* y lo siguiente según el caso lo amerite:

- a. Identificación de los miembros y conexiones que son parte del SRCS.
- b. Especificaciones de los materiales de las conexiones (resistencia y tenacidad requerida CVN y material de los pernos) a ejecutarse en obra.
- c. Localización de las *soldaduras de demanda crítica* (SDC) a ejecutarse en obra.
- d. Localización y dimensiones de las *zonas protegidas*(ZP).
- e. Requerimientos de Soldadura en obra según lo especificado en la Sección [11](#)
- f. Ubicación de pernos de ajuste completo.

Planos as built

Los planos “as built” deberán presentar como la obra quedó terminada. El contratista preparará los planos “as built” (tomando como referencia los planos de diseño) los mismos que serán revisados y aprobados por el fiscalizador de la estructura.

4. Bases de cálculo y Estados Límites

4.1. Cargas y combinaciones de carga

Las cargas y combinaciones de carga a aplicarse, serán determinadas según lo estipulado en la [NEC-SE-DS](#) de las presentes normas.

4.2. Requerimientos generales de diseño

Resistencia requerida

La resistencia requerida de los miembros estructurales y sus conexiones deberá ser el valor mayor entre:

- La resistencia requerida determinada por medio de un análisis estructural el mismo que se basará en función de las cargas y combinaciones de carga estipuladas en la Sección [4.1](#), incluyendo el factor de sobre-resistencia que amerite, el mismo que puede obtenerse de la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-10.
- La resistencia requerida basada en las resistencias probables según lo indicado en las Secciones [5](#), [8.1](#), [8.2](#), [8.3](#), [8.3](#) y [9.1](#).

Derivas de piso

La deriva de piso de diseño y las limitaciones de derivas serán determinadas según lo especificado en el [NEC-SE-DS](#).

Para el caso de *pórticos especiales a momento* (PEM) con conexiones con viga de sección reducida, (ver Sección [9.4](#)) las derivas de piso elásticas, Δ_E , deben considerar el efecto de la reducción de las alas de las vigas (FEMA 350). En el caso de que el modelo elástico lineal no considere la reducción de las alas de las vigas, se deberán incrementar las derivas de piso en un 8% cuando la reducción del ala esté en el orden del 50% del ancho del ala de la viga. Para reducciones menores a un 50% del ancho del ala de la viga, las derivas de piso se deberán incrementar en un valor determinado por medio de interpolación lineal.

4.3. Diseño basado en factores de carga y resistencia (DFCR), y en diseño por resistencia admisible (DSA)

Resistencia nominal

La *resistencia nominal*, R_n , de los SRCS, miembros y conexiones deberán cumplir con la *Especificación*, a menos que esta *Disposición* indique algo diferente.

Resistencia disponible

La resistencia disponible, R_d , es definida como la resistencia de diseño, ϕR_n , para diseño de acuerdo con el método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR) y la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA). La resistencia disponible de los SRCS, miembros y conexiones deberán cumplir con la *Especificación*, a menos que esta *Disposición* indique algo diferente.

NOTA: La resistencia de diseño de cada componente estructural tiene que ser igual a mayor a la resistencia requerida determinada por las combinaciones de cargas de acuerdo a la metodología DFCR/DRA

5. Materiales

5.1. Especificaciones para los materiales

El acero estructural usado en Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) debe cumplir con las especificaciones indicadas en las Sección 5.

El mínimo esfuerzo de fluencia especificado, F_y , que debe tener el acero utilizado en miembros en los cuales se espera comportamiento inelástico no debe exceder de 345 MPa (50 ksi) para los sistemas definidos en las Secciones [8.1](#) a [8.3](#) a menos que la idoneidad del material sea determinada mediante ensayos u otros criterios racionales. Esta limitación no es aplicable para las columnas, en las cuales el único comportamiento inelástico esperado es la fluencia en la base. En estos casos el mínimo esfuerzo de fluencia especificado no debe exceder 450 MPa (65 ksi).

Los aceros estructurales usados en los SRCS debe cumplir con una de las siguientes Especificaciones ASTM: A36/A36 M, A53/A53 M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M. El acero estructural usado para placas base de columnas debe seguir una de las Especificaciones ASTM anteriores o ASTM A283/A283M Grado D.

Los aceros estructurales que se permiten usar en aplicaciones sísmicas han sido seleccionados en base a sus propiedades inelásticas y de soldabilidad. En general, ellos cumplen las siguientes características:

1. Una meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama esfuerzo – deformación unitaria;
2. Una gran capacidad de deformación inelástica (por ejemplo, elongación del 20% o más en una longitud de 50 mm); y
3. Buena soldabilidad.

Otros aceros no deben usarse sin la evidencia que los criterios de arriba se cumplan.

5.2. Resistencia probable del material

Metodología de Diseño por Capacidad

Las *Disposiciones* emplean una metodología para varios sistemas (por ejemplo, *pórticos especiales a momento*, *pórticos especiales arriostrados concéntricamente* y *pórticos arriostrados excéntricamente*) que esencialmente es un "Diseño por Capacidad". En el diseño por capacidad, la resistencia requerida en la mayoría de los elementos es determinada en base a las fuerzas correspondientes a la capacidad probable (resistencia disponible) de ciertos miembros designados como cedentes (fusibles). Algunos de estos miembros incluyen las regiones de articulaciones plásticas en pórticos especiales a momento, las diagonales de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y los vínculos en pórticos arriostrados excéntricamente. Esta metodología sirve para confinar demandas de ductilidad en miembros que tienen requerimientos específicos para asegurar comportamiento dúctil; además, la metodología sirve para asegurar que dentro del miembro gobierne el deseado modo dúctil de fluencia mientras que los modos no dúctiles se excluyen (ANSI/AISC 341-05).

Esta metodología de diseño por capacidad requiere una estimación realística de la *resistencia probable* de los miembros designados como cedentes. Con este propósito, se introducen a continuación los conceptos de *esfuerzo de fluencia probable*, *resistencia a la fluencia probable* y *resistencia a la tensión probable*.

Esfuerzo de Fluencia Probable

El *esfuerzo de fluencia probable*, F_{yp} , de un material deberá determinarse como $R_y F_y$ en donde F_y es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado del acero y R_y es el *factor de esfuerzo de fluencia probable*. R_y se define como la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado F_y del material.

$$F_{yp} = R_y F_y$$

Dónde:

F_y El mínimo esfuerzo de fluencia especificado del acero

R_y El factor de esfuerzo de fluencia probable (la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado F_y del material)

Resistencia a la Fluencia Probable

Cuando se indique en estas *Disposiciones*, la *resistencia a la fluencia probable* de un elemento (un miembro o una conexión) a tensión deberá determinarse a partir del esfuerzo de fluencia probable, F_{yp} , definido en la Sección 5, multiplicado por el área A_g de la sección transversal.

$$R_{fp} = F_{yp} A_g$$

Dónde:

F_{yp} El esfuerzo de fluencia probable

A_g El área de la sección transversal del elemento

R_{fp} Resistencia a la Fluencia Probable

Resistencia a la Tensión Probable

La resistencia a la tensión probable, R_{tp} , de un material deberá determinarse como $R_t F_u$ en donde F_u es la resistencia mínima a la tensión especificada del acero y R_t es el factor de resistencia a la tensión probable. R_t se define como la relación entre la resistencia a la tensión probable y la resistencia mínima a la tensión especificada F_u del material.

$$R_{tp} = R_t F_u$$

Dónde:

F_u La resistencia mínima a la tensión especificada del acero

R_t La relación entre la resistencia a la tensión probable y la resistencia mínima a la tensión especificada F_u del material

R_{tp} Resistencia a la tensión probable

Valores de R_y y R_t

Las especificaciones de la *American Society of Testing and Materials* (ASTM), proporcionan las propiedades mecánicas mínimas del esfuerzo de fluencia, F_y , y de la resistencia a la tensión, F_u , de los aceros.

NOTA: Usar el valor mínimo de F_y y F_u para el diseño, en lugar de utilizar los valores reales que se obtienen a partir de los ensayos a tracción realizados al material y que están estipulados en los certificados de fábrica emitidos por las acereras. Por ejemplo, para el acero estructural ASTM A36, se usa $F_y = 248$ MPa (36 ksi) y $F_u = 400$ MPa (58 ksi).

En estas *Disposiciones* se recomiendan los valores de R_y y R_t presentados en la [Tabla 1](#) para los diversos tipos de acero. Otros valores de R_y y R_t pueden usarse si los valores son determinados por ensayo de especímenes similares en tamaño y fuente conducido de acuerdo con los requerimientos para el grado de acero especificado.

Para el caso de que se utilicen perfiles laminados en caliente cuya procedencia es de los Estados Unidos de Norteamérica se recomienda utilizar los valores especificados en la Tabla A3.1 de ANSI/AISC 341-10.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Tabla 1: Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr.50 y A588 Gr.50.

NOTA: Los valores de los esfuerzos de fluencia y de la resistencia a la tensión de los aceros típicamente exceden los valores mínimos estipulados en las especificaciones ASTM. Para calibrar el rango de variación entre los valores de esfuerzos de fluencia y de la resistencia a la tensión de los aceros utilizados en el diseño y los valores reales, Cassagne 2009 realizó un análisis estadístico de las propiedades mecánicas reales de los aceros (planchas) utilizados en la ciudad de Guayaquil para la construcción de edificios y puentes. El análisis se basó en los certificados de fábrica emitidos por las acereras y los esfuerzos mínimos dados por las especificaciones ASTM. Los certificados de fábrica fueron proporcionados por seis de las principales distribuidoras de acero de la ciudad de Guayaquil. De un total de 2816 certificados, 2136 correspondían al material ASTM A36, 363

correspondían al material ASTM A572 Gr 50 y 317 correspondían al material ASTM A588 Gr 50. La Tabla 2 presenta un resumen de las propiedades a tensión de los aceros evaluados en el análisis estadístico realizado por Cassagne mientras que la Tabla 3 presenta las propiedades a tensión especificadas por la ASTM.

Especificación ASTM		Mínimo (ksi)	Media (ksi)	Máximo (ksi)
ASTMA36	Esfuerzo de Fluencia	36.00	47.12	63.00
	Resistencia a la Tensión	51.00	64.76	84.00
	F_y/F_u (%)	56.00	73.00	98.00
ASTMA572 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	49.00	55.36	70.00
	Resistencia a la Tensión	67.00	82.26	94.00
	F_y/F_u (%)	59.00	67.00	82.00
ASTMA588 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	50.00	58.38	73.00
	Resistencia a la Tensión	71.00	81.26	90.00
	F_y/F_u (%)	62.00	72.00	87.00

Tabla 2: Resumen de las Propiedades de las Planchas de Acero Evaluadas (Tomado de Cassagne 2009)

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (ksi)	Resistencia a la Tensión (F_u) (ksi)
ASTM A36	36	58 - 80
ASTM A572 Gr 50	50	65
ASTM A588 Gr 50	50	70

Tabla 3: Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM (Tomado de las Especificaciones ASTM 2005)

El Factor de Esfuerzo de Fluencia Probable (R_y), se lo obtuvo mediante los resultados del análisis estadístico. Los valores medios de los esfuerzos de fluencia de los aceros ASTM A36, A572 Gr 50 y A588 Gr 50, fueron divididos para los valores mínimos de esfuerzos de fluencia estipulados en las especificaciones ASTM de cada acero. De igual manera, el Factor de Resistencia a la Tensión Probable (R_t) se lo obtuvo con la relación de los valores medios de las resistencias a la tensión de los aceros evaluados y las resistencias a la tensión estipuladas en las especificaciones ASTM.

En función del análisis estadístico realizado por Cassagne 2009, en estas Disposiciones se recomiendan los valores de R_y y R_t presentados en la [Tabla 1](#) para los diversos tipos de acero. Otros valores de R_y y R_t pueden usarse si los valores son determinados por ensayo de especímenes similares en tamaño y fuente conducido de acuerdo con los requerimientos para el grado de acero especificado.

5.3. Tenacidad en secciones pesadas

Para aceros estructurales que conforman el SRCS, adicional a los Requerimientos de la Sección A3.1c de la Especificación AISC 360-10, los perfiles laminados en caliente con alas de espesores iguales o mayores a 38 mm (1½ pulg.) deben tener una mínima tenacidad Charpy de muesca en V de 27 J (20 lb-pie) a 21°C ensayados en núcleos alternados tal como se describe en el Requerimiento Complementario S30 de la ASTM A6. Las placas con espesores iguales o mayores a 50 mm (2 pulg.) deben tener una mínima tenacidad Charpy de muesca en V de 27 J (20 lb-pie) a 21°C medidas en cualquier lugar permitido por ASTM A673, donde la placa sea usada en lo siguiente:

1. Miembros armados a partir de planchas.
2. Placas de conexión donde se espera un comportamiento inelástico ante cargas

sísmicas.

3. Núcleos de acero en arriostramientos restringidos al pandeo.

Ejemplos de placas de conexión en donde se espera comportamiento inelástico incluyen a placas gusset diseñadas para actuar como articulación que permiten pandeo de los arriostramientos fuera del plano; algunas cubreplacas empernadas para conexiones a momento; algunas placas extremas para conexiones a momento empernadas y algunas placas base en columnas articuladas.

6. Diseño de miembros

6.1. Alcance

Los miembros en un *sistema resistente a carga sísmica* (SRCS) deben cumplir con la *Especificación* y lo estipulado en esta sección. Para aquellas columnas que no son parte del SRCS, véase la Sección [7](#) (**Empalmes de columnas**).

6.2. Clasificación de las secciones según su relación ancho-espesor

Secciones Compactas

Cuando sea requerido por estas *Disposiciones*, los miembros del SRCS deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , de las Tablas B4.1a y B4.1b de la *Especificación AISC 360-10*.

Secciones Sísmicamente Compactas

Cuando sea requerido por estas *Disposiciones*, los miembros del SRCS deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} , de la [Tabla 4](#).

Las *Disposiciones* contenidas en este capítulo para el diseño de miembros en sistemas estructurales especiales (tales como *pórticos a momento*, *pórticos especiales arriostrados concéntricamente* y *pórticos arriostrados excéntricamente*) referencian específicamente a la [Tabla 4](#).

Para proporcionar grandes niveles de deformaciones inelásticas en aquellos SRCS que requieren altos niveles de inelasticidad, las alas de los miembros deben estar continuamente conectadas al alma (o almas). Adicionalmente, las relaciones ancho-espesor de los elementos a compresión deben ser menores o iguales que aquellas relaciones que son resistentes al pandeo local cuando los elementos a compresión son esforzados en el rango inelástico. A pesar de que las relaciones ancho-espesor para miembros compactos, λ_p , dadas en la Tabla B4.1 de la *Especificación AISC 360-10*, son suficientes para prevenir el pandeo local antes de iniciar la zona de endurecimiento por deformación, los resultados de los ensayos disponibles sugieren que estas relaciones máximas no son adecuadas para un buen desempeño sísmico en algunos de los SRCS.

Las relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos, λ_{ps} , dadas en la [Tabla 4](#) son considerados adecuados para ductilidades de 6 a 7 (ANSI/AISC 341-05). Las relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos para almas de vigas ($C_a = 0$) fueron recomendadas para cumplir con las recomendaciones estipuladas en FEMA 350.

En el caso de pilotes H de acero, durante la etapa de servicio, el pilote está fundamentalmente sujeto a compresión axial y actúa como una columna cargada axialmente. Por lo tanto, la relación máxima b/t dada en la Tabla B4.1 de la *Especificación AISC 360-10* debería ser adecuada. Durante un sismo severo, debido a los movimientos laterales del cabezal de los pilotes y de la cimentación, el pilote H de acero se convierte en un miembro viga-columna y podría tener que resistir grandes momentos flectores y consecuentemente experimentar levantamiento. Ensayos cíclicos (Astaneh-Asl y Ravat, 1977) indicaron que el pandeo local de los pilotes que cumplían con las relaciones ancho-espesor de la [Tabla 4](#) ocurría después de muchos ciclos de carga. Adicionalmente, este pandeo local no tuvo mucho efecto en el desempeño del pilote durante el ensayo cíclico o después de haber finalizado el mismo.

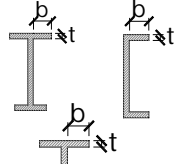






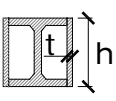

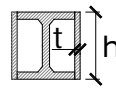
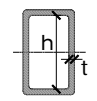

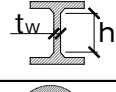

	Tipo de elemento	Relación ancho- espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{[a]}$	
	Barras planas	b/t	2.5	

Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t		
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{(b)}$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas ^[c]	h/ t _w	Para C _a ≤ 0.125 $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para C _a > 0.125 $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$ (DFCR) $C_a = \frac{\Omega_b P_u}{P_y}$ (DRA)	
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/ t _w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
Almas de secciones para pilotes "H"	h/ t _w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$		
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E / F_y$		

(a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementada a $0.38\sqrt{E/F_y}$, si se satisfacen las siguientes condiciones:

- (1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma
- (2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma, de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T.

(b) La máxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "I" rolada y una viga cajón armada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.60 \sqrt{E/F_y}$

(c) Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C_a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t_w no debe exceder $2.45\sqrt{E/F_y}$.

Tabla 4: (cont.) Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

Arriostramiento para la estabilidad en vigas

El arriostramiento para la estabilidad de vigas de acero estructural sujetas a flexión deber ser suministrado para restringir el pandeo torsional lateral (PTL) tal como se indica en esta sección. El arriostramiento debe satisfacer los siguientes requerimientos:

- Ambas alas de las vigas deben estar arriostradas lateralmente o la sección

transversal de la viga debe estar arriostrada torsionalmente.

- *La resistencia a la flexión probable* de los arriostramientos de las vigas deberá cumplir los requerimientos del apéndice 6 de la *Especificación*, con $C_d = 1$, y deberá determinarse como se indica a continuación:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$M_r = M_u = R_y F_y Z$$

Dónde:

M_r Resistencia a flexión probable

M_u Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCR

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$M_r = M_a = \left(\frac{2}{3}\right) R_y F_y Z$$

Dónde:

M_r Resistencia a flexión probable

M_a Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DRA

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

- El arriostramiento de la viga debe tener un espaciamiento máximo de:

$$L_b = 0.17 r_y E / F_y$$

Dónde:

E Módulo de Elasticidad del acero

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

r_y Radio de giro alrededor del eje Y

L_b Longitud entre puntos arriostrados lateralmente para evitar desplazamientos por compresión del ala o para evitar el pandeo de la sección transversal.

Arriostramiento especial en zonas de articulaciones plásticas

Cuando sea requerido en las Secciones [8.1](#), [8.2](#) y [8.3](#), se deberá colocar un arriostramiento especial en las vigas en las zonas adyacentes donde se espera una articulación plástica. El arriostramiento debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- Ambas alas de la viga deben estar arriostradas lateralmente o la sección transversal de la viga debe estar arriostada torsionalmente.
- La *resistencia axial requerida* del arriostramiento lateral en cada ala en las zonas adyacentes a la articulación plástica debe ser:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$P_u = \frac{0.06R_y F_y Z}{(d - t_f)}$$

Dónde:

- d** Peralte del elemento
- F_y** Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado
- R_y** Factor de esfuerzo de Fluencia probable
- t_f** Espesor del ala de la viga
- Z** Módulo plástico de sección

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$P_a = \frac{0.04R_y F_y Z}{(d - t_f)}$$

Dónde:

- d** Peralte del elemento
- F_y** Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado
- R_y** Factor de esfuerzo de Fluencia probable
- t_f** Espesor del ala de la viga
- Z** Módulo plástico de sección

- La *resistencia requerida* del arriostramiento torsional en las zonas adyacentes a la articulación plástica debe ser:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$M_u = 0.06R_yF_yZ$$

Dónde:

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Z Módulo plástico de sección

M_u Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCR

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$M_a = 0.04R_yF_yZ$$

Dónde:

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Z Módulo plástico de sección

M_a Resistencia a flexión requerida usando las combinaciones de carga DRA

- La rigidez requerida del arriostramiento debe satisfacer los requerimientos del Apéndice 6 de la *Especificación* para el pandeo torsional o lateral de vigas, con $C_d = 1.0$, y en donde la resistencia a la flexión probable de la viga debe ser:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$M_r = M_u = R_yF_yZ$$

Dónde:

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Z Módulo plástico de sección

M_u Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCR

M_r Resistencia a flexión probable

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$M_r = M_a = \left(\frac{2}{3}\right)R_y F_y Z$$

Dónde:

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Z Módulo plástico de sección

M_a Resistencia a flexión requerida usando las combinaciones de carga DRA

M_r Resistencia a flexión probable

Zona protegida

Una zona protegida (ZP) es aquella que va a estar sometida a deformaciones inelásticas importantes y que por lo tanto no debe ser perturbada por otros sistemas de operación del edificio. Consecuentemente, una *zona protegida* (ZP) es una región de un miembro en la cual existen restricciones relacionadas con la fabricación y elementos no autorizados en el diseño. Cuando se designe una zona protegida en estas *Disposiciones*, ésta debe cumplir lo descrito a continuación:

- Dentro de las zonas protegidas, las discontinuidades creadas por operaciones de fabricación o montaje, tales como soldaduras de pre-armado, elementos auxiliares para montaje, oxicorte y plasma deben ser reparadas según la disposición del fiscalizador.
- Los elementos de fijación de la lámina colaborante que penetren el ala de la viga no deben ser ubicados dentro de las zonas protegidas. Pueden usarse las soldaduras punteadas de arco para las láminas de acero galvanizadas de la losa.
- Sujetadores soldados, empernados, atornillados o auto-perforantes para ángulos de borde perimetrales, fachadas exteriores, particiones (tabiques), ductería, tuberías u otras construcciones, no deben colocarse en las zonas protegidas.

Los conectores de corte soldados y otras conexiones pueden usarse cuando sean permitidos en la Sección [9.1](#) o en el ANSI/AISC 358-05 y sus suplementos.

Fuera de la zona protegida, los cálculos basados en el momento probable deberán demostrar que la sección neta del miembro es adecuada cuando se usen pernos.

Columnas

Las columnas que son parte del SRCS deben tener una adecuada resistencia para evitar pandeo global o fractura por tensión. Las fuerzas requeridas para el diseño de las columnas, que se presentan a continuación, representan límites razonables en las fuerzas axiales que pueden experimentar las columnas y se espera que diseñar para estas fuerzas prevenga la falla global de la columna.

Cuando:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$P_u / \phi_c P_n > 0.4$$

Dónde:

$$\phi_c = 0.90$$

P_n Resistencia nominal a carga axial de una columna, (N) kips, considerando que el factor de longitud efectiva K es igual a 1.0

P_u Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga DFCR, (N) kips

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$\Omega_c P_a / P_n > 0.4$$

Dónde:

$$\Omega_c = 1.67$$

P_a Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga DRA, (N) kips

P_n Resistencia nominal a carga axial de una columna, (N) kips, considerando que el factor de longitud efectiva K es igual a 1.0

Se deben cumplir los siguientes requerimientos:

- Las resistencias axiales requeridas a compresión y a tensión, consideradas sin la aplicación de momento flector alguno, deben ser determinadas usando las combinaciones de carga estipuladas en la presente Norma. La contribución de los momentos flectores se ignora ya que generalmente los momentos son máximos en los extremos de la columna y típicamente están en doble curvatura por lo que su contribución al pandeo de la columna no es tan importante como en el caso de columnas sujetas a curvatura simple. Este método de despreciar los momentos flectores y utilizar un valor de $K=1.0$ da como resultado un diseño conservador.
- Las resistencias axiales requeridas a compresión y a tensión no deben exceder cualquiera de los siguientes valores:
 - La máxima carga transferida a la columna considerando $1.1R_y$ (DFCR) o $(1.1/1.5)R_y$ (DRA) multiplicada por las resistencias nominales de las vigas o elementos de arriostramientos conectados a la columna del edificio.
 - El límite determinado a partir de la resistencia de la cimentación al volcamiento por levantamiento.

Pilotes H

Generalidades

Las disposiciones para el diseño sísmico de pilotes H se basan en los resultados a partir del comportamiento actual de pilotes H durante sismos recientes, que incluyen el sismo de Northridge de

1994, y los resultados de ensayos cíclicos de pilotes a escala real. En el programa experimental, cinco pilotes H (tres verticales y dos inclinados) a escala real fueron sujetos a desplazamientos cíclicos verticales y horizontales que se espera pudieran ocurrir en un sismo severo.

Durante los ensayos cíclicos de los tres pilotes verticales, una articulación plástica estable y dúctil se formó en el pilote de acero inmediatamente abajo del cabezal de concreto reforzado. Cuando se aplicaron grandes ciclos inelásticos, las alas se pandearon localmente en la zona de la articulación plástica. Los pilotes verticales resistieron de 40 a 65 desplazamientos cíclicos inelásticos horizontales y verticales con rotaciones de las articulaciones plásticas mayores a 0.06 radianes por más de 20 ciclos. Posteriormente, fractura en las alas debido a fatiga de bajo ciclaje o pandeo global del pilote ocurrió.

Diseño

El diseño de los pilotes H debe cumplir con las disposiciones de la *Especificación AISC 360-10* relacionadas con el diseño de miembros sujetos a cargas combinadas. Los pilotes H deben cumplir con los requerimientos de la Sección **6 (Pilotes H)**.

Pilotes Inclinados

Un estudio del desempeño sísmico de pilotes H durante el sismo de Northridge de 1994 realizado por Astaneh-Asl y otros (1994) reveló un excelente desempeño para grupos de pilotes con pilotes verticales solamente. Sin embargo, los especímenes con pilotes inclinados no tuvieron la gran ductilidad que presentaron los pilotes verticales. Los pilotes inclinados toleraron de 7 a 17 grandes ciclos inelásticos antes de que fallaran. Por esta razón, cuando existan pilotes inclinados y verticales en un grupo de pilotes, los pilotes verticales deben diseñarse considerando los efectos de las cargas muertas y vivas excluyendo la participación de los pilotes inclinados.

Pilotes a Tensión

En el caso de que los pilotes estén sujetos a tensión debido a momentos de volcamiento, la tensión en cada pilote deberá transferirse al cabezal por medios mecánicos tales como llaves de corte, barras de refuerzo o conectores soldados a la porción embebida del pilote. Por debajo del cabezal, en donde se espera la formación de una articulación plástica, cada pilote deberá estar libre de accesorios y soldaduras en una longitud igual al peralte de la sección transversal del pilote.

7. Diseño de conexiones, juntas y sujetadores

7.1. Alcance

Todas las conexiones, juntas y sujetadores que son partes de un *sistema resistente a carga sísmica* (SRCS) deben cumplir con el capítulo J de la *Especificación AISC 360-10* y los requerimientos adicionales de esta sección.

El diseño de las conexiones para un miembro que es parte de un SRCS debe realizarse de tal forma que un *estado límite dúctil* (ELD), ya sea en la conexión o en el miembro, controle el diseño. Un ejemplo de ELD es fluencia por tensión. Es inaceptable diseñar conexiones de miembros que son parte de un SRCS tal que el estado límite de resistencia (ELR) sea gobernado por estados límites frágiles o no dúctiles tales como fractura en la conexión o en el miembro.

7.2. Juntas empernadas

Tipos de Pernos

Todos los pernos deberán ser Pernos de Alta Resistencia Pretensados (completamente tensados) y deberán cumplir los requerimientos para superficies de contacto de *deslizamiento crítico* de acuerdo con la Sección J3.8 de la *Especificación AISC 360-10* con una Superficie Clase A. Sin embargo, las superficies de contacto para conexiones a momento con placas extremas pueden revestirse con recubrimientos no ensayados para resistencia al deslizamiento, o con recubrimientos con un coeficiente de deslizamiento menor que aquel de una Superficie Clase A.

Tipos de agujeros

Deben usarse agujeros estándar o agujeros de ranura corta perpendiculares a la carga aplicada. Para arriostramientos diagonales, agujeros holgados pueden usarse cuando la conexión es diseñada como una junta de deslizamiento crítico y el agujero holgado está solamente en una capa. Alternativamente, otros tipos de agujeros se permiten si han sido incluidos en la Sección [9.1](#), en el ANSI/AISC 358-05 y sus suplementos.

Resistencia Disponible al Cortante

La Resistencia disponible al cortante de juntas empernadas con agujeros estándar deberá calcularse como si la junta fuera de contacto de acuerdo a la Sección J3.6 y J3.10 de la *Especificación AISC 360-10*, excepto que la resistencia nominal al aplastamiento en los agujeros de los pernos no debe tomarse mayor que $2.4dt F_u$.

Pernos y Soldaduras en una Junta

Los pernos y las soldaduras no deben diseñarse para “compartir” fuerzas en una junta o la misma componente de fuerza en una conexión. Una fuerza en un miembro, tal como la fuerza axial en un arriostramiento, debe ser resistida en su totalidad en la conexión por un solo tipo de junta, es decir, totalmente por pernos o totalmente por soldaduras. Una conexión en la cual los pernos resisten una fuerza que es normal a la fuerza resistida por las soldaduras, tal como en una conexión a momento en la cual las alas soldadas transmiten flexión y el alma empernada transmite cortante, no es considerada que comparte la fuerza.

7.3. Juntas soldadas

Diseño

Las juntas soldadas deben diseñarse de acuerdo a la Sección J2 de la *Especificación AISC 360-10*.

Proceso de soldadura

El proceso de soldadura debe realizarse según lo estipulado en la Sección [11](#). Adicionalmente, el proceso de soldadura debe ser ejecutado de acuerdo con una *especificación de procedimiento de soldadura* (EPS) como es requerido en la AWS (American Welding Society) D1.1 y sus suplementos, y aprobado por el inspector de soldadura según lo indicado en la Sección [11.3](#) (**Procesos de soldadura**). Las variables EPS deben estar dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Requerimientos generales

Todas las soldaduras usadas en miembros y conexiones de un SRCS deben ser realizadas con un metal de aporte que produzca soldaduras capaces de proporcionar como mínimo una tenacidad Charpy de muesca en V de 27 J (20 lb-pie) a - 18°C (0°F) tal como se especifica en el método de ensayo de clasificación AWS A5 o la certificación del fabricante.

Soldaduras de demanda crítica

Una *Soldadura de Demanda Crítica* (SDC) es aquella que tiene requerimientos adicionales de calidad y tenacidad. La designación de una soldadura de demanda crítica debe basarse en la demanda de

deformación inelástica y la consecuencia de falla. Estas soldaduras son identificadas en estas *Disposiciones* en la sección correspondiente al SRCS.

En una SDC, el material de aporte debe ser capaz de proporcionar como mínimo una tenacidad Charpy de muesca en V de 27 J (20 lb-pie) a -29° C (-20°F) como lo determina el método de ensayo de clasificación de la AWS o la certificación del fabricante, y 54 J (40 lb-pie) a 21°C (70°F) como lo determina la Sección [11](#) u otro método aprobado, cuando el acero esté encerrado normalmente y mantenido a una temperatura de 10°C (50°F) o mayor. Para estructuras con temperaturas de servicio menor a 10°C (50°F), la temperatura de calificación de acuerdo a la Sección [11](#) debe ser 11°C (20°F) mayor que la *mínima temperatura de servicio estimada*, o una temperatura menor.

Los electrodos SMAW clasificados en AWS A5.1 como E7018 o E7018-X, los electrodos SMAW clasificados en AWS 5.5 como E7018-C3L o E8018-C3 y los electrodos sólidos GMAW, se eximen de cualquier tipo de ensayo cuando la tenacidad Charpy de muesca en V del electrodo iguale o exceda los 27 J (20lb-pie) a una temperatura máxima de -29°C (-20°F), tal como lo determinan los métodos de clasificación de AWS. El certificado del fabricante debe considerarse como suficiente evidencia del cumplimiento de este requerimiento.

Algunos ejemplos de SDC son los siguientes:

- Las soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC) entre las columnas y las placas base así como los empalmes soldados de columnas.
- Las siguientes soldaduras en los pórticos especiales a momento: (a) soldaduras de alas y almas de viga a las columnas; y (b) Soldaduras de placas de cortante a columnas.
- Las siguientes soldaduras en pórticos arriostrados excéntricos (PAE): (a) las SRPC entre las vigas de vínculo y las columnas; (b) las soldaduras que conectan la placa del alma a las placas de las alas en vínculos armados.

Placas de Continuidad y Rigidizadores

Las esquinas de las placas de continuidad y rigidizadores colocados en las almas de perfiles rolados en caliente (y soldados) deben ser recortadas como se describe a continuación:

A lo largo del alma, el recorte debe extenderse al menos 38mm más allá de la *zona k* (distancia desde el borde exterior hasta el filete de unión del alma) de la columna, mientras que si se está considerando el lado que está en contacto con el ala de la columna, entonces el recorte debe extenderse un máximo de 12mm más allá de la *zona k*. El recorte debe ser detallado con el fin de facilitar los acabados de la soldadura tanto del alma como de las alas. Si se usa un recorte curvado, debe tener un radio mínimo de 12mm o 13 mm. Para mayores detalles, véase la Sección [9.3 \(Placas de continuidad\)](#).

En el extremo de la soldadura adyacente a la unión ala-alma de la columna, no deben usarse soldaduras de pre-armado para las placas de continuidad, excepto cuando sea permitido por el Fiscalizador de Estructuras. A menos que sea especificado por el fiscalizador de que sean removidas, las soldaduras de pre-armado no deben ser removidas cuando sean usadas en este lugar.

7.4. Empalmes de columnas

Localización de los empalmes

El centroide de los empalmes de todas las columnas, incluyendo aquellas que no son parte del SRCS, ejecutados con soldaduras de filete o con soldaduras de ranura de penetración parcial, debe estar localizado a 1.20 m o más de las conexiones viga – columna excepto en los siguientes casos:

- Cuando la altura libre entre conexiones viga – columna es menor a 2.40 m los empalmes deberán estar localizados a la mitad de la altura libre.
- Empalmes con alas y almas unidas por *Soldadura de Ranura de Penetración Completa (SRPC)* se pueden localizar cerca de la conexión viga – columna, pero no a una distancia menor que el peralte de la sección de la columna.
- Empalmes en columnas compuestas.

Resistencia Requerida

La resistencia requerida de los empalmes de columnas en un SRCS debe ser igual a la resistencia requerida de las columnas, incluyendo aquellas determinadas en las secciones [8.1](#), [8.2](#) y [8.3](#).

Adicionalmente, los empalmes soldados de columnas sujetos a un efecto de carga neta de tensión determinada utilizando las combinaciones de carga estipuladas en la [NEC-SE-CG](#) deben satisfacer los siguientes requisitos:

- La *resistencia disponible* de las soldaduras de ranura de penetración parcial (SRPP), en caso de usarlas, debe ser al menos igual al 200 por ciento de la resistencia requerida.
- La resistencia disponible para cada empalme de las alas debe ser al menos igual a $0.5R_yF_yA_f$ (DFCR), o $(0.5/1.5) R_yF_yA_f$ (DRA), en donde R_yF_y es el esfuerzo de fluencia probable del material F_{yp} de la columna y A_f es el área del ala de la columna conectada más pequeña.
- Cuando las soldaduras a tope son realizadas con soldadura de ranura de penetración completa, en cualquier zona donde los esfuerzos de tensión en el ala más pequeña exceda $0.30F_y$ (DFCR) o $0.20F_y$ (DRA), se requiere de transiciones biseladas entre las alas de espesor o ancho diferente. Las transiciones deben realizarse de acuerdo a la Sección 4.2 de la AWS D1.8. No se requieren transiciones biseladas cuando hay cambios de espesor y ancho en las alas y almas en los empalmes de columnas en donde se han usado SRPP. Adicionalmente, los empalmes en el alma de las columnas pueden ser empernados o soldados, o soldados en una columna y empernados en la otra. En los pórticos de acero resistentes a momento que usen empalmes empernados, placas o canales deben ser usados en ambos lados del alma de la columna.
- La resistencia al corte para los empalmes de columnas con respecto a sus ejes ortogonales incluyendo aquellos que no son parte de SRCS, debe ser M_{pc}/H (DFCR) o $M_{pc}/1.5H$ (DRA), donde M_{pc} es el Momento plástico nominal de la columna más pequeña, y H es la altura de entrepiso, la cual puede tomarse como la distancia centro a centro entre vigas de piso o la distancia medida a partir de la parte superior de las losas, mm (pulg.)

7.5. Base de columnas

Resistencia Requerida

La resistencia requerida de las bases de las columnas debe calcularse de acuerdo con las Secciones de abajo:

- Resistencia Axial Requerida.
- Resistencia a Cortante Requerida.
- Resistencia a la Flexión Requerida.

La resistencia disponible de las barras de anclaje deberá determinarse de acuerdo con la Sección J3 de la *Especificación AISC 360-10*.

La resistencia disponible de los elementos de concreto sobre los que se apoyan la base de las columnas, incluyendo las barras de anclaje embebidas y el acero de refuerzo, debe cumplir el Ap. D del ACI 318. Sin embargo, los requerimientos especiales en el Ap. D del ACI 318, para “regiones de riesgo sísmico moderado o alto” no necesitan aplicarse.

Resistencia Axial Requerida

La resistencia axial requerida de las bases de las columnas, incluyendo sus elementos de unión a la cimentación, debe ser la suma de las componentes verticales de las resistencias requeridas de los elementos de acero que están conectados a la base de la columna.

Resistencia a Cortante Requerida

La resistencia a cortante requerida por las bases de las columnas, incluyendo sus elementos de unión a la cimentación, debe ser la suma de los componentes horizontales de las resistencias requeridas por los elementos de acero que están conectados a la base de la columna como sigue:

- Para arriostramiento diagonal, la componente horizontal debe determinarse a partir de la resistencia requerida de las conexiones arriostradas para el *sistema resistente a carga sísmica* (SRCS).
- Para columnas, la componente horizontal debe ser igual o mayor que el menor de los siguientes valores:

a) $2R_y F_y Z_x / H$ (DFCR) o, $(2/1.5)R_y F_y Z_x / H$ (DRA), de la columna, en donde:

H = altura del entrepiso, la cual puede tomarse como la distancia centro a centro entre vigas de piso o la distancia medida a partir de la parte superior de las losas, mm (pulg.)

b) El cortante calculado usando las combinaciones de carga estipuladas en la [NEC-SE-CG](#) de las presentes Normas.

Resistencia a la Flexión Requerida

La resistencia a la flexión requerida de las bases de las columnas, incluyendo sus elementos de unión a la cimentación, debe ser la suma de las resistencias a flexión requeridas por los elementos de acero que están conectados a la base de la columna como sigue:

- Para arriostramiento diagonal, la resistencia a la flexión requerida debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida de las conexiones arriostradas para el SRCS.
- Para columnas, la resistencia a flexión requerida debe ser igual o mayor que el menor de los siguientes valores:

- a) 1.1 RyFy Z (DFCR), o (1.1/1.5) RyFyZ (DRA), de la columna o,
- b) El momento calculado usando las combinaciones de carga estipuladas en la [NEC-SE-CG](#) de las presentes Normas.

8. Diseño de pórticos

8.1. Pórticos especiales a momento (PEM)

Alcance

Los *pórticos especiales a momento* (PEM) deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el *sismo de diseño*. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas. La [Figura 2](#) presenta las zonas en las que se espera deformaciones inelásticas en un PEM.

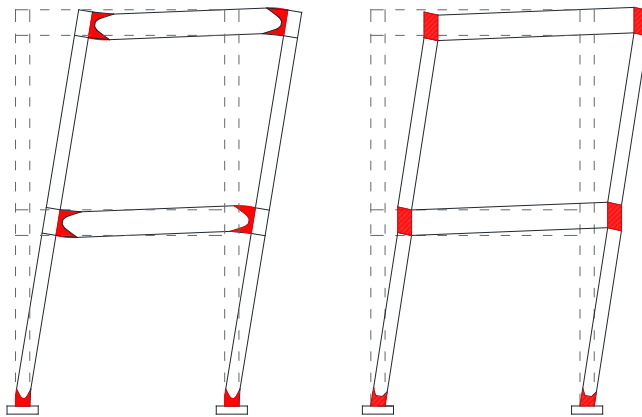


Figura 2: Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM

Los PEM deben satisfacer los requerimientos de esta sección.

Sistema estructural

Clasificación de las estructuras

Para la presente sección, las estructuras se clasificarán como Estructuras Tipo 1 ó 2:

- Tipo 1: todos sus pórticos, tanto interiores como exteriores, son diseñados como PEM.
- Tipo 2: solamente sus pórticos perimetrales se diseñan como PEM.

Criterio de columna fuerte - viga débil

El criterio de columna fuerte – viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los PEM cuando éstos

estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía.

La siguiente relación debe satisfacerse en la conexión viga – columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$ La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

$\sum M_{pv}^*$ La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

NOTA: $\sum M_{pc}^*$ Debe determinarse en base a la suma de las resistencias nominales a la flexión de las columnas que llegan a la junta evaluadas en las caras de la junta, tomando en cuenta la reducción debido a la carga axial presente en la columna.

Es permitido adoptar:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - P_{uc} / A_g \right)$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$ La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

A_g Área gruesa

F_{yc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las columnas

P_{uc} Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga para las columnas

Z_c Módulo plástico de la columna

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left[\left(F_{yc} / 1.5 \right) - \left(P_{ac} / A_g \right) \right]$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$ La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

A_g Área gruesa

F_{yv} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas

P_{ac} Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DRA de la columna

NOTA: ΣM_{pv} es la suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta. Debe determinarse en base a la suma de las resistencias probables de las vigas en las zonas de las articulaciones plásticas incluyendo el momento, M_{uv} (DFCR) o M_{av} (DRA), producido por el cortante desarrollado en las articulaciones plásticas con respecto a la cara de la columna. Es permitido adoptar:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv})$$

Dónde:

ΣM_{pv}^*	La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta
F_{yv}	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas
M_{uv}	Momento adicional basado en combinaciones DFCR, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna
R_y	Factor de esfuerzo de Fluencia probable
Z_v	Módulo plástico de la viga

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma \left[\left(\frac{1.1}{1.5} \right) R_y F_{yv} Z_v + M_{av} \right]$$

Dónde:

ΣM_{pv}^*	La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta
F_{yv}	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas
M_{av}	Momento adicional basado en combinaciones DRA, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna
R_y	Factor de esfuerzo de Fluencia probable
Z_v	Módulo plástico de la viga

NOTA: Cuando se usen conexiones con vigas de sección reducida, el valor de Z_v debe ser reemplazado por Z_{VSR} (módulo plástico en la sección de viga reducida).

La [Figura 3](#) presenta un esquema para la determinación de M_{pv}^* para el caso de una columna interior de un PEM.

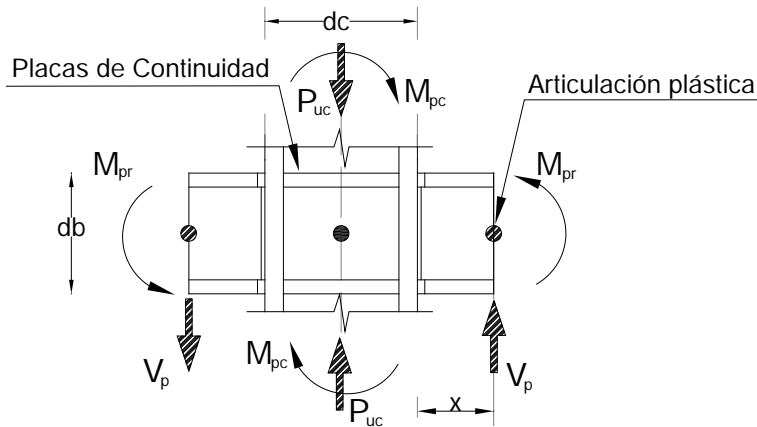


Figura 3: Determinación de M^*_{pv} para el caso de una columna interior de un PEM

Excepciones. Este requerimiento no se aplica si se satisfacen las siguientes condiciones:

- Columnas con $P_{rc} < 0.3 P_c$ para todas las combinaciones de cargas que satisfacen una de las siguientes condiciones:
- Columnas usadas en edificios de un piso, o en la cubierta de un edificio de varios pisos.
- Columnas donde: (1) La suma de las resistencias a cortante disponibles para todas las *columnas exentas* en el entrepiso, es menor al 20% de la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas de los pórticos a momento en el entrepiso actuando en la misma dirección; y (2) la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas exentas en cada línea de columnas del pórtico a momento del entrepiso, es menor al 33% de la resistencia disponible a cortante de todas las columnas de dicho pórtico en esa línea de columnas.

Donde:

$P_c = F_{yc} A_g$ y $P_{rc} = P_{uc}$: la resistencia a la compresión requerida (DFCR); y

$P_c = (2/3)F_{yc} A_g$ y $P_{rc} = P_{ac}$: la resistencia a la compresión requerida (DRA)

- Columnas en cualquier entrepiso con una relación de resistencia al cortante disponible a resistencia al cortante requerida mayor a 50% que en el entrepiso superior.

Arriostramiento lateral en vigas

Adicionalmente a la sección que sigue sobre el arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna, a menos que se demuestre lo contrario mediante ensayos, los arriostramientos laterales deben colocarse cerca de cargas concentradas, en los cambios de sección transversal y otros sitios donde el análisis indique que se formará una articulación plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico especial resistente a momento. La colocación del arriostramiento lateral debe ser consistente con lo indicado en la Sección [9.1](#) o con las conexiones precalificadas según ANSI/AISC 358-05 y sus suplementos.

Arriostramiento lateral de las conexiones viga - columna

Arriostramiento en Conexiones

Las alas de las columnas en la conexión viga – columna requieren de arriostramiento lateral solo en el nivel del ala superior de la viga, cuando las almas de viga y columna se encuentran en un mismo plano, y la columna muestra un comportamiento elástico fuera de la zona de panel. Está permitido asumir que la columna permanece elástica cuando la relación de momentos determinada mediante la ecuación de criterio de columna fuerte - viga débil es mayor a 2.

Cuando la columna tenga un comportamiento elástico fuera de la zona de panel, se deben cumplir los siguientes requerimientos:

- Las alas de las columnas deben estar arriostradas lateralmente al nivel de las alas superior e inferior de la viga. El arriostramiento lateral puede ser directo o indirecto. El soporte (arriostramiento) lateral directo en las alas de la columna se consigue por medio de arriostramientos y otros miembros, lámina colaborante y losa, conectadas a las alas de la columna cerca o en el punto que resistirá el pandeo lateral. El soporte lateral indirecto se consigue por medio de la rigidez de miembros y conexiones que no están conectados directamente a las alas de la columna, pero que actúan a través del alma de la columna o de placas rigidizadoras.
- Cada arriostramiento lateral en las alas de la columna, debe ser diseñado para tener una resistencia igual a:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$0.02F_y b_f t_{vf}$$

Dónde:

t_{vf} Espesor del ala de la viga

b_f Ancho del ala

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Bajo los parámetros de la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$0.02F_y b_f t_{vf} / 1.5$$

Dónde:

t_{vf} Espesor del ala de la viga

b_f Ancho del ala

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Conexiones sin arriostramiento

Una columna que tenga una conexión viga-columna sin arriostramiento lateral transversalmente al pórtico resistente a momento, debe ser diseñada considerando la distancia entre los arriostramientos

laterales como la altura de la columna para el pandeo transversal al pórtico resistente a momento, según el Capítulo H de la *Especificación AISC 360-10*, excepto en los siguientes casos:

- La resistencia requerida en la columna debe ser determinada en base a las combinaciones de carga estipuladas en la [NEC-SE-CG](#), excepto si el valor de E ha sido calculado a partir de 1.25 veces la resistencia disponible basada en la resistencia a flexión de la viga o la resistencia al cortante de la zona de panel.
- La esbeltez L/r de la columna debe ser menor a 60.
- La resistencia requerida a flexión de la columna transversal al pórtico a momento debe incluir el momento originado por la aplicación de la carga en el ala de la viga especificada en la Sección [8.1](#), adicionalmente al momento de segundo orden resultante del desplazamiento del ala de la columna.

Limitaciones para vigas y columnas

Relaciones ancho-espesor

Las vigas y columnas de los PEM deben cumplir con los requerimientos de la Sección [6.2](#) (**Secciones Sísmicamente Compactas**) a menos que ensayos de calificación demuestren que otras relaciones pueden usarse.

Para el diseño de las estructuras:

- Tipo 1: en Ecuador se basa en un *coeficiente de reducción de respuesta sísmica*, $R=6$.
- Tipo 2: la práctica generalizada en los Estados Unidos de Norteamérica, se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica, $R=8$ (ver Secciones [3](#) y [8.1](#) (**Documentos de referencia**)).

NOTA: A fin de obtener estructuras Tipo 1 más económicas, se permiten relaciones ancho-espesor, mayores a las utilizadas para estructuras Tipo 2. Para el caso de estructuras Tipo 1, se permite multiplicar las relaciones ancho-espesor para vigas y columnas presentadas en la Sección [6.2](#) por 1.15.

Alas de las vigas

Cambios abruptos en el área de las alas de las vigas no se permiten en regiones de articulaciones plásticas. El taladrado de agujeros en las alas o el recorte del ancho del ala de la viga se permite si se efectúan las pruebas necesarias con el fin de demostrar que se consiguen articulaciones plásticas de comportamiento estable. La configuración debe ser consistente con lo indicado en la Sección [9.1](#) o con las conexiones precalificadas según ANSI/AISC 358-10 y sus suplementos.

Zonas protegidas

La región en cada extremo de la viga sujeta a deformaciones inelásticas debe ser diseñada como una *zona protegida* (ZP) y deberá cumplir con los requerimientos de la Sección [6.2](#) (**Zonas protegidas**). La longitud de la zona protegida debe cumplir con lo estipulado en la Sección [9.1](#) o con las conexiones precalificadas según ANSI/AISC 358-10 y sus suplementos.

En general, para conexiones no reforzadas, la zona protegida se extiende desde la cara de la columna a una distancia igual a la mitad del peralte de la viga más allá del centroide de la articulación plástica.

Conexiones viga - columna

Requerimientos

Las conexiones viga-columna utilizadas en el Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) deben satisfacer los cuatro requisitos indicados a continuación:

Ángulo de Deriva de Entrepiso

Para estructuras Tipo 1

Es decir, estructuras en donde todos los pórticos, tanto interiores como exteriores, son PEM, la conexión debe ser capaz de sostener un **ángulo de deriva de entrepiso de por lo menos 0.035** radianes. La [Figura 4](#) ilustra el concepto de ángulo de deriva de entrepiso. Nótese que rotaciones plásticas de 0.025 radianes equivalen a un ángulo de deriva de entrepiso de 0.035 radianes para pórticos con una deriva elástica de entrepiso de 0.01 radianes.

Para estructuras Tipo 2

Es decir, estructuras en donde los PEM están localizados solamente en el perímetro del edificio el **ángulo de deriva de entrepiso debe ser por lo menos 0.040 radianes**. Este valor es tomado de las *Disposiciones Sísmicas ANSI/AISC 341-05* y *ANSI/AISC 341-10*.

La diferencia en los valores de 0.035 y 0.040 radianes radica en las siguientes razones:

- Las estructuras Tipo 1 son más redundantes que las estructuras Tipo 2 por lo que las estructuras Tipo 1 deberían tener un mejor desempeño sísmico que las estructuras Tipo 2.
- Las estructuras Tipo 1 tienen un mayor número de pórticos para resistir las fuerzas laterales por lo que el tamaño de los elementos puede reducirse. Se ha podido observar mediante Investigación experimental que la ductilidad de la conexión generalmente aumenta a medida que el tamaño de los elementos disminuye (FEMA 350).
- Las estructuras Tipo 2 pueden eventualmente desarrollar inestabilidad en el evento de falla de uno o más elementos del sistema mientras que las estructuras Tipo 1 tendrían una importante capacidad lateral ante la falla de unos pocos elementos debido a su mayor redundancia.

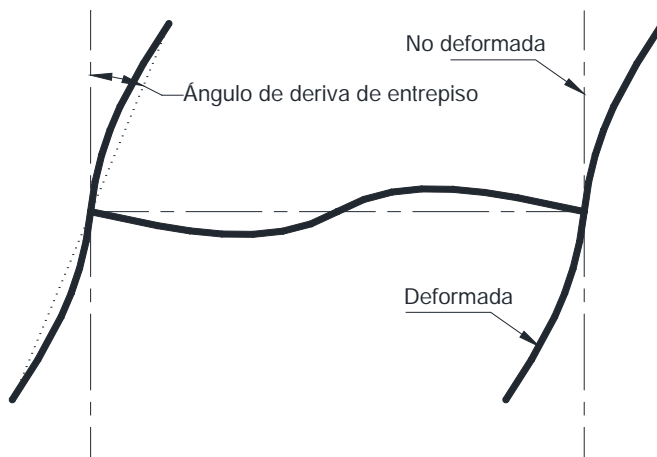


Figura 4: Ángulo de deriva de entrepiso (Tomado de FEMA 350)

Resistencia a Flexión

La resistencia a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o por lo menos $0.80M_p$ de la viga conectada cuando el ángulo de deriva de entrepiso sea de 0.035 ó 0.040 radianes para estructuras Tipo 1 ó 2, respectivamente. La [Figura 5](#) ilustra este comportamiento para conexiones en estructuras Tipo 2.

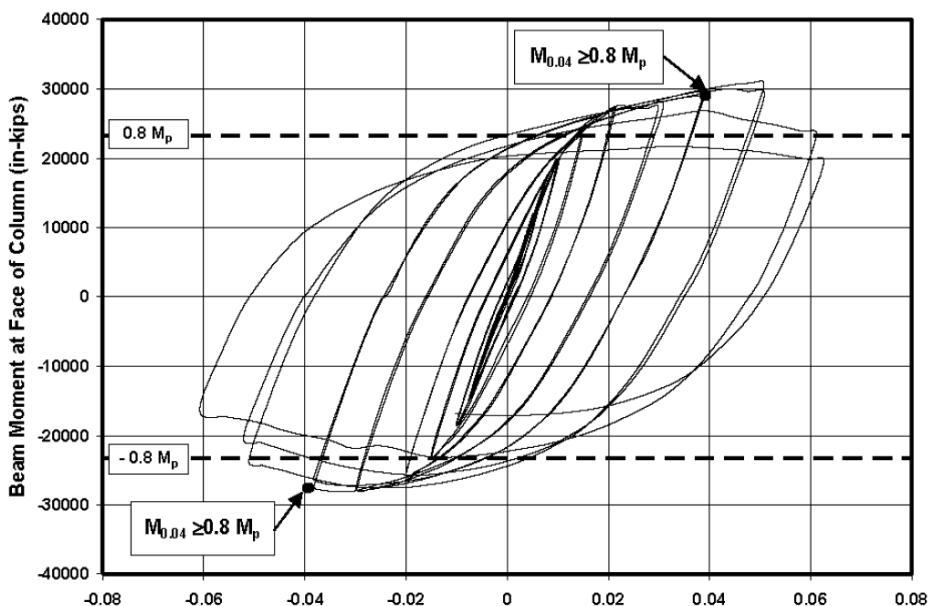


Figura 5 Aceptable degradación de resistencia (Tomado de ANSI/AISC 341-05)

Resistencia Requerida a Cortante

La resistencia requerida a corte por la conexión debe determinarse a partir del cortante producido por las cargas gravitacionales más el cortante V_E originado asumiendo la formación de articulaciones plásticas en los extremos de la viga como sigue:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$V_E = 2(1.1R_y M_p) / L_h$$

Dónde:

L_h Distancia entre las articulaciones plásticas

M_p Resistencia plástica nominal a flexión

R_y Factor de esfuerzo de fluencia probable obtenido de la [Tabla 1](#)

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$V_E = 2 \left(\frac{1.1}{1.5} R_y M_p \right) / L_h$$

Dónde:

L_h Distancia entre las articulaciones plásticas

M_p Resistencia plástica nominal a flexión

R_y Factor de esfuerzo de fluencia probable obtenido de la [Tabla 1](#)

NOTA: Cuando V_E sea calculado mediante las combinaciones de carga del método DRA, estipuladas en la NEC-SE-CG, que son aditivas con otras cargas transitorias, el factor de 0.75 no debe aplicarse a V_E.

Estabilidad

Adicionalmente, el diseño debe demostrar que cualquier deriva adicional debido a la deformación en la conexión puede ser acomodada por la estructura. El diseño debe incluir un análisis de la estabilidad del pórtico, incluyendo los efectos de segundo orden.

Demostración de conformidad

Las conexiones viga-columna usadas en un SRCS deben satisfacer los requerimientos de la sección anterior de acuerdo a uno de los siguientes requisitos:

- Uso de conexiones para PEM de acuerdo con la Sección [9.1](#) de esta Norma.
- Uso de conexiones para PEM de acuerdo con ANSI/AISC 358-05 y sus suplementos

Soldadura

Las soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC) utilizadas en las alas de vigas, placas de cortante y almas de vigas conectadas a las columnas deben ser *Soldaduras de demanda crítica* (SDC) tal como se describió en [7](#) (**Soldaduras de demanda crítica en Juntas soldadas**).

Zonas de panel en conexiones viga-columna

Definición de zona de panel

La zona de panel de una junta viga-columna es el segmento rectangular del alma de la columna encerrada por las alas de la columna (fronteras verticales) y las placas de continuidad (fronteras horizontales). Típicamente, la zona de panel está sujeta simultáneamente a fuerzas axiales, cortantes y momentos provenientes de las columnas y vigas tal como se observa en la [Figura 6](#)

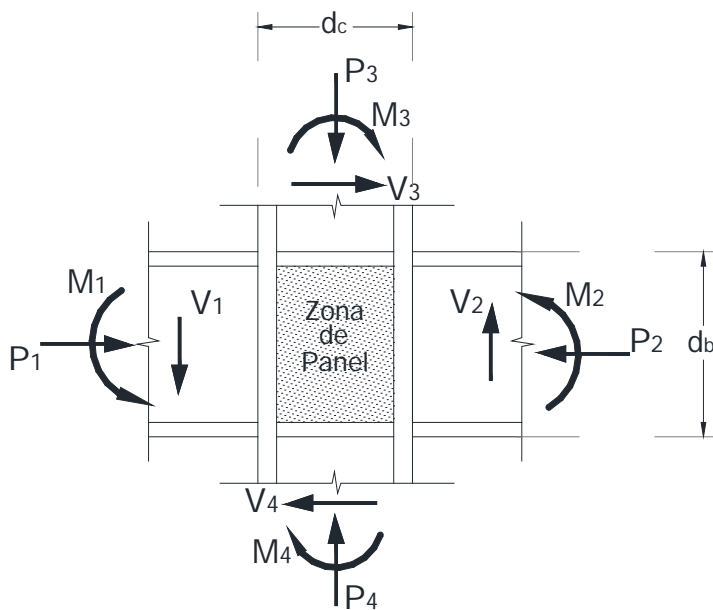


Figura 6 Fuerzas internas actuando en la zona de panel de un PEM sujeto a carga lateral

Espesor de la Zona de Panel

El espesor requerido de la zona de panel deberá determinarse de acuerdo con el método usado para dimensionar la zona de panel de la conexión ensayada o precalificada.

Los espesores individuales “t” de las almas de la columna y doble placas, en caso de usarse, deberá regirse por la ecuación:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90$$

Dónde:

t Espesor del alma de la columna o de la doble placa en mm

d_z Peralte de la zona de panel medido entre las placas de continuidad en mm

w_z Ancho de la zona de panel entre alas de columna en mm

Alternativamente, se puede usar un mínimo de 4 soldaduras tipo tapón para conectar el alma de la columna con las doble placas cuando se desee prevenir el pandeo local de ellas. En estas condiciones, el espesor total de la zona de panel debe satisfacer la ecuación anterior. La [Figura 7](#) presenta un esquema de la ubicación de las soldaduras tapón.

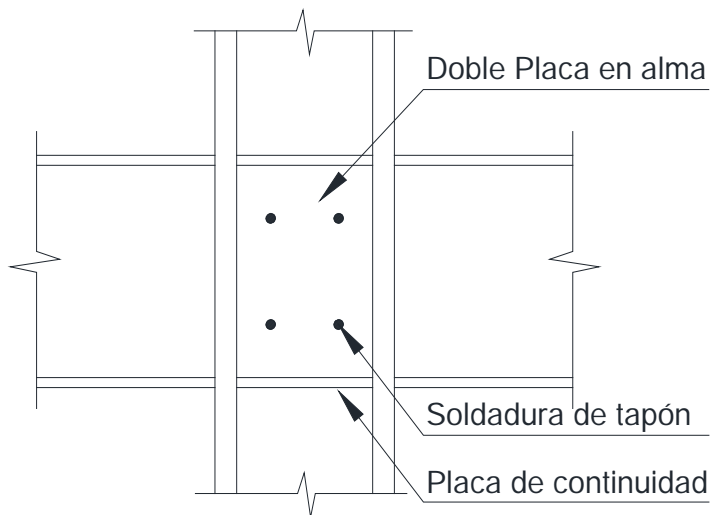


Figura 7 Esquema de ubicación de soldaduras tapón en la zona de panel de un PEM

Resistencia al Cortante

La resistencia requerida al cortante de la zona de panel, deberá determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de las columnas obtenidos a partir de los momentos probables en los puntos de articulaciones plásticas.

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\text{resistencia de diseño al cortante} = \phi_v R_v$$

Dónde:

$$\phi_v \quad 1.0$$

R_v Resistencia nominal al corte, de acuerdo al estado límite de fluencia por cortante, será determinada según lo estipulado en la Sección J10.6 de la *Especificación AISC 360-10*

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$\text{resistencia de diseño al cortante admisible} = R_v / \Omega_v$$

Dónde:

$$\Omega_v \quad 1.5$$

R_v Resistencia nominal al corte, de acuerdo al estado límite de fluencia por cortante, será determinada según lo estipulado en la Sección J10.6 de la *Especificación AISC 360-10*

Soldadura en Doble Placas en la Zona de Panel

Las doble placas deben soldarse a las alas de la columna usando soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC) o soldaduras de filete (SF) que desarrollen la resistencia al cortante disponible del espesor total de las doble placas. Cuando las doble placas se coloquen contra el alma

de la columna, se deben soldar a lo largo de los bordes superior e inferior a fin de desarrollar la proporción de la fuerza total que es transmitida a la doble placa. Cuando las doble placas se coloquen lejos del alma de la columna, deberán colocarse simétricamente en pares y soldadas a las placas de continuidad para desarrollar la proporción de fuerza total que es transmitida a la doble placa.

Placas de Continuidad

Las placas de continuidad deben ser consistentes con la conexión precalificada designada en ANSI/AISC 358 y sus suplementos o como lo determinado en la Sección [9.1](#).

Empalmes de columnas

Los empalmes de columnas deben cumplir lo especificado en la Sección 7.4. Cuando se usen soldaduras de ranura en los empalmes, ellas deben ser de soldadura de ranura de penetración completa, que cumpla con los requerimientos de la Sección [8.1](#). Además, las barras de respaldo deben ser removidas.

Cuando los empalmes de las columnas no sean realizados con soldadura de ranura, éstas deben tener una resistencia requerida a flexión como mínimo de la columna más pequeña igual a:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$M_r = M_u = R_y F_y Z$$

Dónde:

M_r Resistencia a flexión probable

M_u Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCR

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$M_r = M_a = \left(\frac{2}{3}\right) R_y F_y Z$$

Dónde:

M_r Resistencia a flexión probable

M_a Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DRA

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Luego, la resistencia requerida a corte de los empalmes del alma de la columna debe ser por lo menos igual a:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\text{Resistencia mínima a corte de los empalmes del alma de la columna} = \frac{\sum M_{pc}}{H}$$

Dónde:

M_{pc} Suma de las resistencias nominales plásticas a flexión de las columnas por encima y por debajo del empalme

H Altura de entrepiso, determinada como la distancia entre las líneas centroidales de las vigas de piso en cada uno de los niveles superior e inferior, o la distancia entre la parte superior de las losas en cada uno de los niveles superior e inferior

Excepción: La resistencia requerida del empalme de la columna considerando factores apropiados de concentración de esfuerzos o factores de intensidad de esfuerzos según lo establecido en mecánica de fractura no debe exceder aquella determinada por medio de análisis inelástico.

8.2. Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC)

Alcance

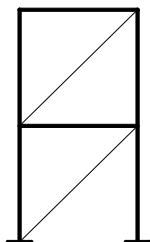
Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente son sistemas estructurales en los que los ejes centroidales de los miembros que se conectan a una junta se interceptan en un punto para formar una armadura vertical que resiste las cargas laterales. La [Figura 8](#) presenta los tipos más comunes de tipos de PEAC.

Mecanismo de disipación de energía

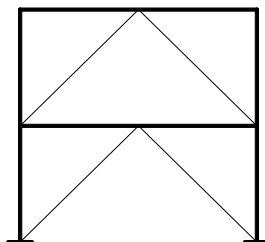
Los *Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente* (PEAC) deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño.

Debido a su geometría, los PEAC proporcionan una acción de armadura cuyos miembros están sujetos primordialmente a cargas axiales en el rango elástico. Sin embargo, cuando el PEAC esté sujeto a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño, se espera que los miembros de arriostramiento (llamados también diagonales o contravientos) y sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas cíclicas en tensión y en compresión en la zona de post-pandeo.

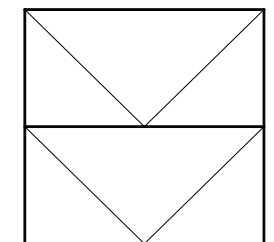
Los PEAC deben satisfacer los requerimientos de esta sección.



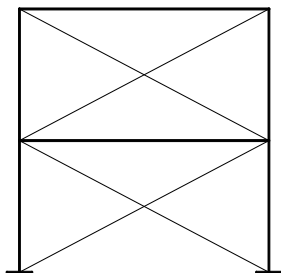
Arriostramiento Simple



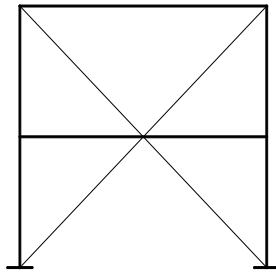
Diagonal Arriostramiento CHEVRON en V Invertida



Arriostramiento CHEVRON en V



Arriostramiento en X en cada entrepiso



Arriostramiento en X cada dos entrepisos

Figura 8 Tipos más comunes de PEAC

Sistema estructural

Definición de línea de arriostramiento

Se define como línea de arriostramiento a una línea simple o líneas paralelas con una separación en planta no mayor al 10% de la dimensión del edificio perpendicular a la línea de arriostramiento.

Distribución de fuerzas laterales

A lo largo de una línea de arriostramiento, las diagonales deben ser dispuestas de manera alternada, para que, para cualquier dirección de fuerza paralela a la línea de arriostramiento, al menos el 30% pero no más que el 70% de la fuerza total horizontal a lo largo de esta línea sea resistida por las diagonales en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada diagonal en compresión sea mayor que la resistencia requerida resultante de la aplicación de las combinaciones de cargas estipuladas en la [NEC-SE-CG](#).

Pórticos con arriostramiento tipo chevron en “V” y “V” invertida

Los arriostramientos tipo Chevron en V y V invertida de un PEAC deben cumplir los siguientes requerimientos:

- Las vigas deben ser continuas entre columnas.
- Las vigas deben arriostrarse de manera que se cumplan los requerimientos de la Sección [6.2](#) (**Arriostramiento para la estabilidad en vigas**).
- La resistencia requerida en vigas interceptadas por los arriostramientos, sus conexiones y miembros deberá determinarse en base a las combinaciones de carga estipuladas en la [NEC-SE-CG](#) asumiendo que los arriostramientos no proporcionan soporte para la carga viva ni para la carga muerta. Para las combinaciones de carga que incluyan el efecto sísmico, la fuerza sísmica, E , en la viga debe ser determinada de la siguiente manera:

$$Fuerzas en todos los arriostramientos en tensión = R_y F_y A_g$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado
A_g	Área de la sección transversal del arriostramiento
Z	Módulo plástico de sección

Fuerza en todos los arriostramientos en compresión = $0.3P_n$

Dónde:

P_n Resistencia nominal a carga axial de compresión del arriostramiento

- Como mínimo, un conjunto de arriostramientos laterales se requiere en la intersección de la diagonal tipo V o V invertida, a menos que la viga tenga la suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar la estabilidad entre los puntos de los arriostramientos adyacentes. Un método para demostrar la suficiencia de resistencia y rigidez de la viga fuera del plano consiste en aplicar la fuerza de arriostramiento definida en la ecuación A6-7 *Apéndice 6 de la Especificación* a cada ala para formar un par torsional; esta carga debe actuar conjuntamente con las fuerzas de flexión definidas en el numeral 34). La rigidez de la viga (y sus restricciones) con respecto a esta carga torsional debe satisfacer la ecuación A6-8 *Apéndice 6 de la Especificación*.

Pórticos con arriostramiento tipo K

Los arriostramientos tipo K no están permitidos para PEAC.

Pórticos con arriostramientos únicamente a tensión

Los pórticos arriostrados únicamente a tensión son aquellos en donde la resistencia a la compresión de las diagonales es ignorada en el diseño y son diseñadas para resistir solamente fuerzas de tensión. Los pórticos arriostrados únicamente a tensión no están permitidos para los PEAC.

Miembros

Relaciones ancho-espesor

Las columnas y diagonales deben cumplir con los requerimientos indicados en la Sección [6.2 \(Secciones sísmicamente compactas\)](#) Las vigas deben cumplir con las relaciones ancho-espesor estipulados en la Sección B4 de la *Especificación AISC 360-10*.

Relación de esbeltez

Las diagonales deben tener una relación de esbeltez:

$$Kl/r \leq 4 \sqrt{E/F_y}$$

Dónde:

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

E Módulo de elasticidad del acero, $E=200000$ MPa (29000 ksi)

Se permite que las diagonales tengan una relación de esbeltez KL/r comprendida entre $4\sqrt{E/F_y}$ y 200 en pórticos en los cuales la resistencia disponible de la columna sea por lo menos igual a la máxima carga axial transferida a la columna considerando R_y (DFCR) o $(1/1.5)R_y$ (DRA), según corresponda, multiplicada por las resistencias nominales de los elementos diagonales que llegan a la conexión.

Las fuerzas de la columna no deben exceder las fuerzas determinadas en un análisis inelástico ni la máxima carga que pueda ser desarrollada por el sistema.

Resistencia requerida

Cuando el área efectiva neta de las diagonales es menor al área gruesa, la resistencia requerida a la tensión del arriostramiento basada en el estado límite de fractura en la sección neta, deberá ser mayor al menor de los siguientes valores:

- La resistencia a la fluencia probable, en tensión, de la diagonal determinada:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$F_{yp} = R_y F_y A_g$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

A_g La sección transversal

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$F_{yp} = (2/3)R_y F_y A_g$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

A_g La sección transversal

- La máxima carga determinada por análisis que pueda ser transferida a los arriostramientos del sistema.

Esta disposición se aplica a los miembros diagonales en donde la sección ha sido reducida. Un caso típico es el caso de un perfil HSS ranurado conectado a una placa Gusset.

Miembros armados

El espaciamiento de la soldadura intermitente o pernos debe ser tal que la relación de esbeltez l/r de cada elemento individual entre la soldadura intermitente o pernosno debe exceder **0.4 veces** la relación de esbeltez del miembro armado.

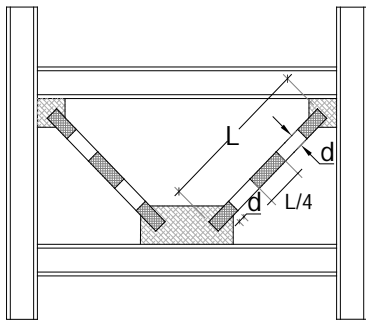
La suma de las resistencias disponibles a cortante de la soldadura intermitente o perno debe ser mayor a la resistencia disponible a tensión de cada elemento. El espaciamiento debe ser uniforme.

No se debe usar menos de dos pernos en los miembros armados y deben ser localizados al cuarto medio de la longitud libre de la diagonal.

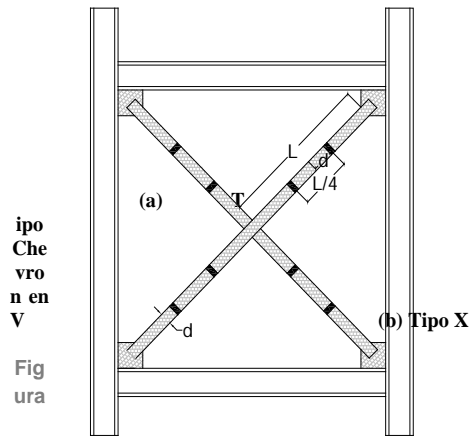
Donde el pandeo de las diagonales alrededor del eje débil no cause corte en la soldadura intermitente o pernos, el espaciamiento deberá ser tal que la relación de esbeltez l/r de cada elemento individual entre la soldadura intermitente o pernos no debe exceder **0.75 veces** la relación de esbeltez del miembro armado.

Zonas protegidas

Las zonas protegidas de los miembros arriostrados en PEAC deben incluir el cuarto central de la longitud del arriostramiento y una zona adyacente a cada conexión de longitud igual al peralte del arriostramiento en el plano de pandeo. La zona protegida de los PEAC debe incluir elementos que conecten los arriostramientos a las vigas y columnas y deben satisfacer la Sección **6.2 (Zona protegida)**. La **Figura 9** ilustra las zonas protegidas para PEAC del tipo Chevron en V invertida y X.



9: Zonas protegidas para PEAC



Figura

Conexiones

Requerimientos

Las conexiones de los PEAC deben satisfacer los requisitos indicados en la Sección **8.2 (Conexiones viga-columna y Resistencia requerida en las conexiones del arriostramiento)**.

Conexiones viga-columna

Cuando un arriostramiento o la placa Gusset se conecte a ambos miembros en una conexión viga-columna, la conexión debe cumplir con uno de los siguientes requerimientos:

- La conexión debe ser una conexión simple que cumpla los requerimientos de la Sección B3.6a de la *Especificación AISC 360-10*. La rotación requerida deberá tomarse como 0.025 radianes, o
- La conexión debe ser diseñada para resistir un momento igual al menor de los siguientes valores:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR), según corresponda, para la viga:

$$M = 1.1 R_y F_y Z$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA), según corresponda, para la viga:

$$M = \left(1.1/1.5\right) R_y F_y Z$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR), según corresponda, para la columna:

$$M = \sum 1.1 R_y F_y Z$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA), según corresponda, para la columna:

$$M = \sum \left(1.1/1.5\right) R_y F_y Z$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

Este momento debe ser considerado en combinación con la resistencia requerida de la conexión entre el arriostamiento y la viga, incluyendo la amplificación de fuerzas colectoras del diafragma.

Resistencia requerida en las conexiones del arriostamiento

La *resistencia requerida* a tensión, compresión y flexión de las conexiones del arriostamiento (incluyendo la conexión viga-columna si es parte del sistema arriostado) deberá determinarse como se describe a continuación. Se permite considerar las resistencias requeridas independientemente sin interacción.

Resistencia Requerida a Tensión

La *resistencia requerida a tensión* de las conexiones de arriostamientos deberá tomarse como la menor de los siguientes valores:

- La *resistencia a la fluencia probable*, en tensión, del arriostamiento determinada como $R_y F_y A_g$ (DFCR) o $(2/3) R_y F_y A_g$ (DRA), según corresponda. Los arriostamientos con sección reducida o donde la sección neta esté bajo efecto de corte diferido, no necesita cumplir las ecuaciones *J4-1* y *J4-2* de la *Especificación AISC 360-10* para esta carga.
- La máxima carga indicada en el análisis que pueda ser transferida a los arriostamientos del sistema.

Cuando se usen agujeros holgados, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento del perno no debe exceder el efecto de la combinación de carga estipulada en la [NEC-SE-CG](#).

Resistencia requerida a flexión

La resistencia requerida a la flexión de la conexión arriostada debe ser igual a $1.1 R_y M_p$ (DFCR) o $(1.1/1.5) R_y M_p$ (DRA), según corresponda, del arriostamiento alrededor del eje crítico de pandeo. Sin embargo, las conexiones de arriostamientos que cumplan con los requerimientos de la Sección [8.2](#) (**Resistencia requerida a tensión**) y puedan acomodar las rotaciones inelásticas asociadas con las deformaciones post-pandeo del arriostamiento no necesitan cumplir con este requerimiento.

El acomodo de la rotación inelástica generalmente se logra mediante el uso de una placa Gusset terminando el arriostamiento antes de la línea de restricción. Ver [Figura 10](#)

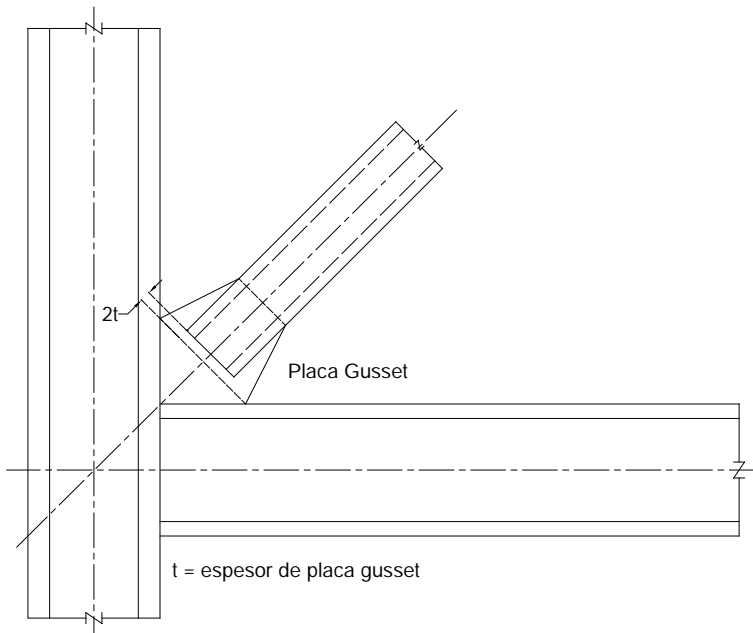


Figura 10 Línea de restricción

Resistencia requerida a la compresión

Las conexiones de arriostramiento deben ser diseñadas para una *resistencia requerida a la compresión* basada en el estado límite de pandeo que es por lo menos igual:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$1.1R_yP_n$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

P_n Resistencia nominal a la compresión del arriostramiento

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$\left(1.1/1.5\right)R_yP_n$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

P_n Resistencia nominal a la compresión del arriostramiento

Soldadura de Demanda Crítica

Las siguientes soldaduras deben ser designadas como *soldaduras de demanda crítica* y deben satisfacer con los requerimientos de la AWS D1.8

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en la conexión de la placa base de la columna. Sin embargo, cuando se demuestre que no es posible la formación de articulaciones plásticas en la columna, en o en la cercanía de la placa base y en la ausencia de tensión neta bajo las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica, la soldadura de demanda crítica no es requerida.
- Soldaduras en las conexiones viga-columna de acuerdo a la Sección [8.2](#) (Conexiones viga-columna).

Empalmes de columnas

Adicionalmente a los requerimientos indicados en la Sección [7](#) (Conexiones viga-columna), las columnas de los PEAC deben ser diseñadas para desarrollar el 50% de la menor resistencia a la flexión disponible de los miembros conectados.

La *resistencia a cortante requerida* debe ser:

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\Sigma M_{pc}/H$$

Dónde:

H Altura de entrepiso, determinada como la distancia entre las líneas centroidales de las vigas de piso en cada uno de los niveles superior e inferior, o la distancia entre la parte superior de las losas en cada uno de los niveles superior e inferior

ΣM_{pc} Suma de las resistencias nominales plásticas a flexión de las columnas arriba y abajo del empalme

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$\frac{2}{3} \Sigma M_{pc} / H$$

Dónde:

H Altura de entrepiso, determinada como la distancia entre las líneas centroidales de las vigas de piso en cada uno de los niveles superior e inferior, o la distancia entre la parte superior de las losas en cada uno de los niveles superior e inferior

ΣM_{pc} Suma de las resistencias nominales plásticas a flexión de las columnas arriba y abajo del empalme

8.3. Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)

Alcance

Los *Pórticos Arriostrados Excéntricamente* (PAE) son sistemas estructurales formados por vigas, columnas y arriostramientos diagonales con configuraciones similares a la de los pórticos arriostrados concéntricamente (PAC). La diferencia fundamental con los PAC radica en que por lo menos uno de los extremos de cada arriostramiento diagonal está conectado para aislar un segmento de viga que se denomina *vínculo*. De esta manera, la fuerza en el arriostramiento diagonal se transmite al vínculo principalmente por corte y flexión. La [Figura 11](#) presenta los tipos más comunes de tipos de PAE.

Los PAE tienen como objetivo resistir las cargas laterales por medio de una combinación de acción de pórtico y acción de armadura. De esta manera, los PAE pueden considerarse como un sistema híbrido entre pórticos resistentes a momento y pórticos arriostrados concéntricamente.

Mecanismo de disipación de energía

Los *vínculos* de los *pórticos arriostrados excéntricamente* (PAE) deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. La [Figura 11](#) ilustra dos tipos de PAE cuyos vínculos han incurrido en el rango inelástico.

Los arriostramientos diagonales, columnas y los segmentos de vigas fuera de los vínculos deben ser diseñados para permanecer en el rango elástico ante las máximas cargas generadas en el vínculo debido a su incursión en la zona de fluencia y de endurecimiento por deformación.

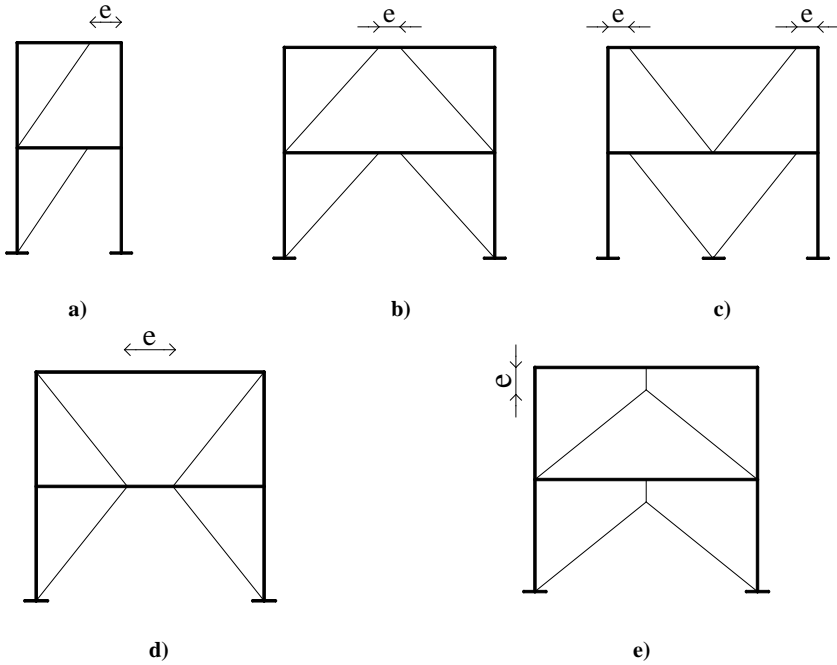
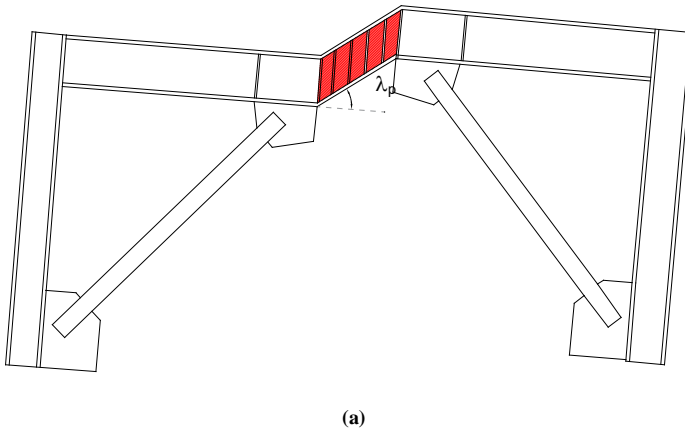
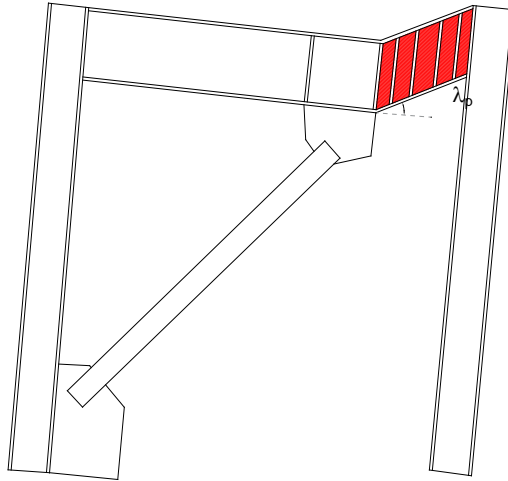


Figura 11 Tipos más comunes de PAE

En edificios que exceden los cinco pisos de altura, se permite diseñar el último entrepiso del PAE como PEAC. En este caso, para efectos de determinar el coeficiente de reducción de respuesta sísmica, R , el entrepiso debe considerarse como parte del sistema de PAE. Los PAE deben cumplir los requerimientos de esta sección.





(b)

Figura 12 Comportamiento inelástico de un PAE

Sistema estructural

Clasificación de los vínculos

La respuesta inelástica de los vínculos depende principalmente de la longitud del vínculo. Los vínculos pueden ser cortos, intermedios y largos.

El vínculo es considerado corto cuando su longitud es menor o igual a $1.6 M_p/V_p$, en donde M_p y V_p se determinan mediante:

$$M_p = F_y Z$$

$$V_p = 0.6 F_y A_w$$

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

Dónde:

M_p Resistencia nominal plástica a la flexión

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z Módulo plástico de sección

V_p Resistencia nominal a corte de un vínculo activo

A_w Área del alma del vínculo

t_w Espesor del alma de la sección

El estado límite predominante en la respuesta inelástica de los vínculos cortos es fluencia por cortante. El vínculo es considerado largo cuando su longitud es mayor o igual a $2.6 M_p/V_p$. El estado límite predominante en la respuesta inelástica de los vínculos largos es fluencia por flexión. El vínculo es considerado intermedio cuando su longitud está comprendida entre $1.6 M_p/V_p$ y $2.6 M_p/V_p$. El estado límite que gobierna la respuesta inelástica de los vínculos intermedios es una combinación de fluencia por cortante y fluencia por flexión.

Ángulo de rotación del vínculo

El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo inelástico entre el vínculo y la viga fuera del vínculo cuando la deriva de entrepiso total es igual a la deriva de piso de diseño Δ . El ángulo de rotación del vínculo no debe exceder los siguientes valores:

- 0.08 radianes para vínculos cortos.
- 0.02 radianes para vínculos largos.
- El valor determinado de una interpolación lineal entre los valores indicados arriba para vínculos intermedios.

Arriostramiento del vínculo

Se debe proporcionar arriostramiento en las alas superior e inferior del vínculo en los extremos de vínculos para secciones laminadas I. El arriostramiento debe tener una resistencia y rigidez que cumpla los requerimientos de arriostramiento especial en zonas de articulaciones plásticas estipulados en la Sección 6 (**Arriostramiento especial en zonas de articulación plásticas**). En las ecuaciones que amerite, L_b deberá tomarse como la longitud del vínculo.

Miembros

Relaciones ancho-espesor

Los vínculos y columnas deben cumplir con los requerimientos de secciones sísmicamente compactas según lo indicado en la Sección 6.2. Sin embargo, para las alas de los vínculos cuyas longitudes son menores a $1.6M_p/V_p$, se permite cumplir con los requerimientos de secciones compactas según lo indicado en la Sección 6.2.

Los arriostramientos diagonales deben cumplir con las relaciones ancho-espesor estipuladas en la Sección B4 de la *Especificación AISC 360-10*.

La viga fuera del vínculo debe cumplir con las relaciones ancho-espesor estipuladas en la Sección B4 de la *Especificación AISC 360-10* cuando tenga una sección transversal diferente a la del vínculo.

Los arriostramientos y las vigas fuera de los vínculos generalmente están sujetos a la combinación de grandes fuerzas axiales y momento flector, y por lo tanto deben ser diseñados como viga-columnas, de acuerdo a lo estipulado en el capítulo H de la *Especificación AISC 360-10*.

Donde la viga fuera del vínculo tenga la misma sección transversal que la del vínculo, su resistencia debe ser determinada usando las resistencias probables del material indicadas en la Sección 5 (Resistencia probable del material).

Vínculos

Limitaciones

Los vínculos deben ser perfiles laminados en caliente o perfiles armados. La sección transversal de los vínculos puede ser tipo W o cajón. Sin embargo, en el caso de que se usen secciones cajón, éstas deberán ser solamente perfiles armados.

Las almas o almas de un vínculo deben tener un solo espesor, es decir, que no está permitido usar placas de refuerzo. Tampoco se permiten aberturas en el alma o almas de los vínculos.

Para los vínculos armados, se debe usar soldadura de ranura de penetración completa para conectar el alma o las almas a las alas.

Los vínculos con sección cajón deben tener un momento de inercia, I_y , alrededor del eje contenido en el plano del PAE mayor a $(2/3)I_x$, en donde I_x es el momento de inercia alrededor del eje perpendicular al plano del PAE.

Resistencia al Corte

Los vínculos deben tener una resistencia al corte de diseño $\phi_v V_n$, y una resistencia al corte admisible V_n/Ω_v , de acuerdo al estado límite de fluencia por cortante y debe ser determinado de la siguiente manera:

V_n = resistencia al corte nominal del vínculo, igual al menor valor entre V_p o $2M_p/e$

$$\phi_v = 0.9 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_v = 1.67 \text{ (DRA)}$$

en donde, e es la longitud del vínculo y M_p , V_p y A_w se determinan según:

$$M_p = F_y Z$$

$$V_p = 0.6 F_y A_w$$

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

Dónde:

A_w Área del alma del vínculo

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

V_p Resistencia nominal a corte de un vínculo activo

Z Módulo plástico de sección

t_w Espesor del alma de la sección

t_f Espesor del ala de la sección

El efecto de la carga axial en la resistencia al corte disponible del vínculo puede ignorarse si:

$$P_u \leq 0.15 P_y \text{ (DFCR), o}$$

$$P_u \leq (0.15/1.5) P_y \text{ (DRA),}$$

Dónde

P_u Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DFCR

P_u Resistencia axial requerida usando las combinaciones de cargas DRA

P_y Resistencia nominal a la fluencia determinada según:

$$P_y = F_y A_g$$

El efecto de la carga axial en la resistencia al corte disponible del vínculo no puede ignorarse si:

$$P_u \geq 0.15 P_y \text{ (DFCR)}$$

$$P_u \geq (0.15/1.5) P_y \text{ (DRA), según corresponda}$$

P_u Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DFCR

P_u Resistencia axial requerida usando las combinaciones de cargas DRA

P_y Resistencia nominal a la fluencia por cortante determinada según:

$$P_y = F_y A_g$$

Adicionalmente, se deben cumplir los siguientes requerimientos adicionales:

- La resistencia disponible al corte del vínculo debe ser la menor de

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\phi_v V_{pa} \text{ y } 2\phi_v M_{pa}/e$$

Dónde:

$$\phi_v = 0.9$$

V_{pa} Resistencia nominal a corte de un vínculo activo modificado por la carga axial

M_{pa} Resistencia plástica nominal afectada por carga axial

e Longitud del vínculo en un Pórtico Arriostrado Excéntricamente

Bajo los parámetros del método de diseño por resistencia admisible (DRA):

$$V_{pa}/\Omega_v \text{ y } 2(M_{pa}/e)/\Omega_v$$

Dónde:

$$\Omega_v = 1.67$$

V_{pa} Resistencia nominal a corte de un vínculo activo modificado por la carga axial

M_{pa} Resistencia plástica nominal afectada por carga axial

e Longitud del vínculo en un Pórtico Arriostrado Excéntricamente

Y donde:

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

$$M_{pa} = 1.18M_p [1 - (P_r / P_c)]$$

Dónde:

P_u Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DFRC
(DFCR) o P_a (DRA), según corresponda

$P_c = P_y$ (DFCR) o $P_y/1.5$ (DRA), según corresponda

V_{pa} Resistencia nominal a corte de un vínculo activo modificado por la carga axial

M_{pa} Resistencia plástica nominal afectada por carga axial

- La longitud del vínculo no debe exceder:

$$e = [1.15 - 0.5\rho' (A_w/A_g)] 1.6M_p/V_p$$

Cuando:

$$\rho' (A_w/A_g) \geq 0.3$$

Dónde:

M_p Resistencia nominal plástica a la flexión

V_p Resistencia nominal a corte de un vínculo activo

A_w Área del alma del vínculo

A_g Área gruesa

- La longitud del vínculo tampoco debe exceder:

$$e = 1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$$

Cuando:

$$\rho' (A_w/A_g) < 0.3$$

Dónde:

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

$$\rho' = P_r/V_r$$

$$V_r = V_u(\text{DFRC})$$

$$V_r = V_u(\text{DRA}) \text{ según corresponda}$$

Dónde:

V_u Resistencia requerida a corte usando las combinaciones de carga DFCR

V_a Resistencia requerida a corte usando las combinaciones de carga DRA

A_w Área del alma del vínculo

A_g Área gruesa

M_p Resistencia nominal plástica a la flexión

t_w Espesor del alma de la sección

t_f Espesor del ala de la sección

P_r Resistencia a la compresión requerida

ρ' Relación de fuerza axial requerida Pua resistencia al corte requerida V_u de un vínculo

Rigidizadores en los Extremos del Vínculo para Secciones I

Se deben colocar rigidizadores en ambas caras del alma del vínculo en el peralte total del alma en el extremo del vínculo que se conecta con los arriostramientos. Los rigidizadores deben tener un ancho combinado no menor a $(b_f - 2t_w)$ y el espesor no debe ser menor al mayor valor entre $0.75 t_w$ o 10 mm, donde b_f es el ancho del ala del vínculo y t_w es el espesor del alma. La [Figura 13](#) presenta la disposición de los rigidizadores en los extremos del vínculo para el caso de secciones I.

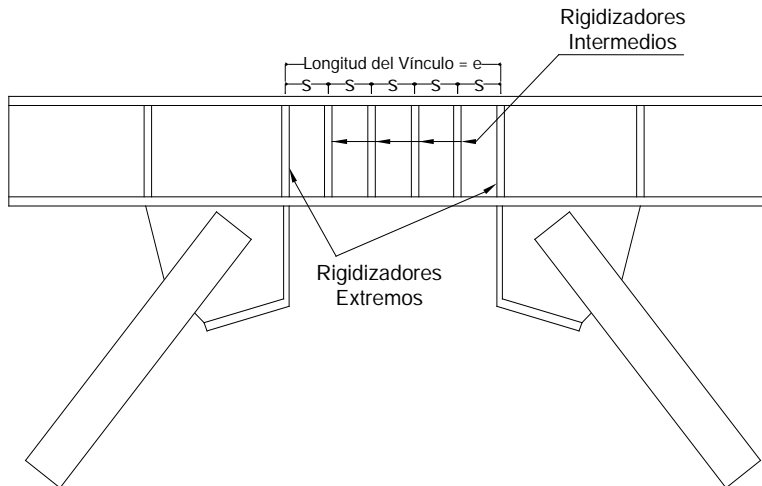


Figura 13: Disposición de Rigidizadores en los Vínculos de los PAE

Rigidizadores Intermedios del Vínculo para Secciones I

Los vínculos deben ser provistos de rigidizadores intermedios (ver [Figura 13](#)) en el alma como se describe a continuación:

- Vínculos cortos deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma espaciados en intervalos que no excedan $(30t_w - 0.2d)$ para un ángulo de rotación del vínculo de 0.08 radianes o $(52t_w - 0.2d)$ para ángulos de rotación del vínculo menores a 0.02 radianes. Se permite interpolar para valores entre 0.08 y 0.02 radianes.
- Vínculos largos con longitudes menores a $5M_p/V_p$ deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma espaciados cada $1.5 b_f a$ partir de cada extremo del vínculo.
- Vínculos intermedios deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma siguiendo los requerimientos de los literales (1) y (2).
- No se requiere de rigidizadores intermedios en el alma si la longitud del vínculo es mayor a $5M_p/V_p$.
- Los rigidizadores intermedios en el alma deben colocarse en el peralte total del alma. Para vínculos que tengan un peralte menor a 640 mm (25 pulg.), se pueden colocar los rigidizadores en un solo lado del vínculo. El espesor del rigidizador no debe ser menor al mayor valor entre t_w o 10 mm, y el ancho no debe ser menor a $(b_f/2) - t_w$. Para vínculos con peralte mayor a 640 mm se requiere de rigidizadores en ambos lados del alma.

La resistencia requerida de la soldadura de filete en la conexión del rigidizador del vínculo con el alma del mismo debe ser $A_{st}F_y$ (DFCR) o $A_{st}F_y/1.5$ (DRA), según corresponda, donde A_{st} es el área del rigidizador. La resistencia requerida de la soldadura de filete que conecta el rigidizador con el ala del vínculo es $A_{st}F_y/4$ (DFCR) o $A_{st}F_y/4(1.5)$ (DRA), según corresponda.

Rigidizadores en la Conexión del vínculo con los arriostramientos para secciones cajón

Se debe proveer de rigidizadores en una cara de cada alma del vínculo. Está permitido que los rigidizadores sean soldados en la cara exterior o interior de las almas del vínculo. Estos rigidizadores deben tener un ancho no menor a $b/2$, donde b es el ancho interior del cajón. Los rigidizadores deben tener un espesor no menor a $0.75t_w$ o 13 mm.

Rigidizadores Intermedios del Vínculo para Secciones Cajón

Los vínculos deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma como se describe a continuación:

- Para vínculos cortos y una relación peralte del alma-espesor, h/t_w , mayor o igual a $0.64\sqrt{E/F_y}$ se deben proporcionar rigidizadores en el peralte total del alma en un lado de cada alma del vínculo, espaciados a intervalos que no excedan $20 t_w - 0.125(d-2t_f)$.
- Para vínculos cortos y una relación peralte del alma-espesor h/t_w , menor a $0.64\sqrt{E/F_y}$, no se requieren de rigidizadores intermedios en el alma.
- Para vínculos intermedios y largos, no se requiere de rigidizadores intermedios en el alma

La resistencia requerida de la soldadura de filete en la conexión del rigidizador del vínculo con el alma del mismo es $A_{st}F_y$ (DFCR) o $A_{st}F_y/1.5$ (DRA), según corresponda, donde A_{st} es el área del rigidizador del vínculo.

Los rigidizadores en los vínculos cajón no necesitan estar soldados a las alas del vínculo.

Arriostramiento diagonal

La resistencia requerida a la combinación de carga axial y momento flexionante del arriostramiento diagonal debe ser determinada en base a las combinaciones de carga estipuladas en el Capítulo 1. Para las combinaciones de carga en las cuáles se incluye el efecto sísmico, una carga Q_1 debe sustituir al término E , donde Q_1 se define como las fuerzas axiales y momentos generados por al menos 1.25 veces la resistencia nominal a cortante probable del vínculo R_yV_n , en donde V_n está definido en la Sección **8.3 (Vínculos, Resistencia al corte)**. La *resistencia disponible* del arriostramiento diagonal debe cumplir con el Capítulo H de la *Especificación AISC 360-10*.

Viga fuera del vínculo

La resistencia requerida a la combinación de carga axial y momento flexionante de la viga fuera del vínculo debe ser determinada en base a las combinaciones de cargas estipuladas en la **NEC-SE-CG**. Para las combinaciones de carga en las cuáles se incluye el efecto sísmico, una carga Q_1 debe sustituir al término E , donde Q_1 se define como las fuerzas generadas por al menos 1.1 veces la resistencia nominal a cortante probable del vínculo R_yV_n en donde V_n está definido en la Sección **8.3 (Vínculos, Resistencia al corte)**. La *resistencia disponible* de la viga fuera del vínculo debe ser determinada en base a la *Especificación AISC 360-10*, multiplicada por R_y .

En la conexión entre el arriostramiento diagonal y la viga, en el extremo del vínculo, la intersección de los ejes centroidales del arriostramiento y de la viga debe ubicarse en el extremo del vínculo o dentro del mismo.

Resistencia requerida en columnas

Adicionalmente a los requerimientos de la Sección **6.2 (Columnas)**, la resistencia requerida de las columnas debe ser determinada a partir de las combinaciones de cargas estipuladas en el Capítulo 1, considerando que la carga sísmica E es generada por 1.1 veces la resistencia nominal a corte probable de todos los vínculos sobre el entrepiso considerado. La resistencia nominal a corte probable del vínculo es R_yV_n , donde V_n se define en la Sección **8.3 (Vínculos, Resistencia al corte)**.

Zonas protegidas

Los vínculos en un sistema de PAE son zonas protegidas, y deben satisfacer los requerimientos de la Sección **6.2 (Zona protegida)**. Es permitido soldar los rigidizadores de los vínculos tal como se requiere en la Sección 8.3 (**Vínculos**).

Conexiones

Requerimientos

Las conexiones de los PAE deben satisfacer los requisitos indicados en la Sección **9**.

Conexiones viga-columna

Cuando un arriostramiento o la placa Gusset se conecte a ambos miembros en una conexión viga-columna, la conexión debe cumplir con uno de los siguientes requerimientos:

- La conexión debe ser una conexión simple que cumpla los requerimientos de la Sección B3.6a de la *Especificación AISC 360-10*. La rotación requerida deberá tomarse como 0.025 radianes, o
- La conexión debe ser diseñada para resistir un momento simultáneamente con la resistencia requerida de la conexión del arriostramiento, igual al menor de los siguientes valores:
 - Momento igual a $1.1R_yF_yZ$ (DFCR) o $(1.1/1.5) R_yF_yZ$ (DRA), según corresponda, para la viga.
 - Momento igual a $\sum(1.1R_yF_yZ)$ (DFCR) o $\sum((1.1/1.5) R_yF_yZ)$ (DRA), según corresponda, para la columna.

Este momento debe ser considerado en combinación con la resistencia requerida de la conexión del arriostramiento y la conexión de la viga.

Conexiones del arriostramiento diagonal

La *resistencia requerida* de las conexiones del arriostramiento diagonal, en ambos extremos, debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida del arriostramiento diagonal, tal como se define en la Sección [8.4](#) (Arriostramiento diagonal). La conexión además debe satisfacer los requerimientos de la Sección [8.2](#) (Conexiones, Resistencia requerida a la compresión).

No se debe extender parte de la conexión del arriostramiento diagonal en la longitud del vínculo. Si el arriostramiento es diseñado para resistir una parte del momento en el extremo del vínculo, la conexión del arriostramiento diagonal en el extremo del vínculo debe ser diseñada como una conexión totalmente restringida (Tipo TR) a momento.

Conexiones vínculo-columna

Las conexiones vínculo-columna deben ser capaces de resistir el máximo ángulo de rotación del vínculo basado en la longitud del vínculo, según lo especificado en la Sección [8.3](#) (Ángulo de rotación del vínculo) La resistencia de la conexión debe ser medida en la cara de la columna y debe ser igual o mayor a la resistencia nominal al cortante del vínculo, V_n , como se especifica en la Sección [8.3](#) (Vínculos, Resistencia al corte) para el máximo ángulo de rotación del vínculo.

Las conexiones vínculo-columna deben satisfacer los requerimientos de arriba por medio de uno de los siguientes métodos:

- Uso de una conexión precalificada para PAE de acuerdo al Apéndice P de ANSI/AISC 341-05.
- Presentación de resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo al Apéndice S de ANSI/AISC 341-05. Los resultados de al menos dos ensayos cíclicos en las conexiones deberán proporcionarse y se permite que estén basados en uno de los siguientes requerimientos:
 - a) Ensayos reportados en la literatura o los reportes de ensayos desarrollados para otros proyectos que sean representativos a las condiciones del proyecto actual, dentro de los límites especificados en el Apéndice S.
 - b) Ensayos realizados específicamente para el proyecto y que sean representativos de los tamaños de los elementos, resistencia de materiales, configuración de las conexiones y procesos de conexión, dentro de los límites especificados en el Apéndice S.

Excepciones: Ensayo cíclico de las conexiones no se requiere si se cumplen las siguientes condiciones:

- Cuando el reforzamiento que se proporcione a la conexión viga-columna en el extremo del vínculo elimine la posibilidad de que ocurra fluencia de la viga en la longitud reforzada.
- Si la resistencia disponible de la sección reforzada y de la conexión es igual o excede la resistencia requerida calculada en base a la resistencia al cortante del vínculo, descrita en la Sección [8.3](#) (Vínculos, Resistencia al corte).
- Donde se usen vínculos cuyas longitudes no excedan $1.6M_p/V_p$.
- Rigidizadores con peraltes igual al alma de la viga se disponen en la entre cara del reforzamiento y del vínculo.

Soldadura de demanda crítica

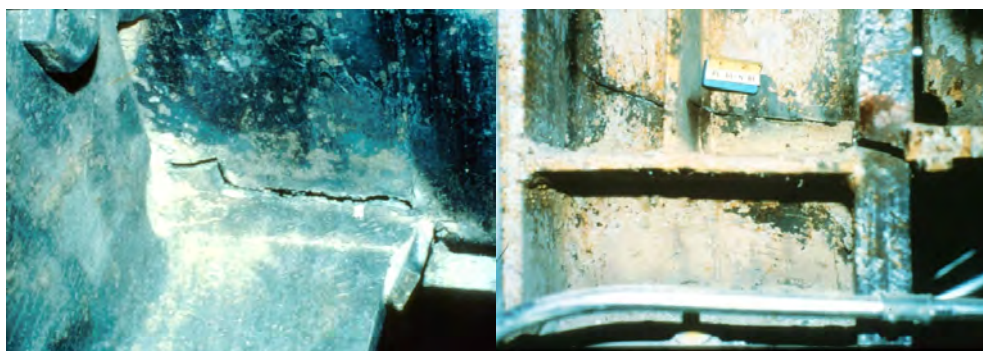
Las soldaduras de ranura de penetración completa que unen las alas y el alma del vínculo a la columna son *soldaduras de demanda crítica*, y deben satisfacer los requerimientos de la Sección [7.3](#) (**Soldaduras de demanda crítica**).

9. Conexiones

9.1. Conexiones precalificadas para pórticos especiales a momento

Antecedentes

En el Sismo de Northridge de 1994, varias decenas de edificios de acero con pórticos especiales a momento experimentaron fracturas frágiles, las mismas que se iniciaron en las juntas soldadas de las alas de las vigas a las alas de las columnas de las conexiones a momento. La **Figura 14** presenta dos de las fracturas típicas observadas durante el Sismo de Northridge. Estas fracturas frágiles fueron sorprendentes y diferentes al comportamiento de fluencia dúctil que se esperaba en las zonas de articulaciones plásticas de las vigas. Estas fracturas frágiles impidieron la formación de zonas de articulaciones plásticas dúctiles, resultando en un desempeño sísmico muy diferente a los requerimientos de diseño en los que se basaban estos sistemas ([ANSI/AISC 358-05](#)). La Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA) de los Estados Unidos de Norteamérica proporcionó fondos a una agrupación de universidades y asociaciones denominada Junta Empresarial SAC (SAC Joint Venture). Bajo el auspicio del Grupo Empresarial SAC, la AISC, AISI, AWS y otros grupos industriales condujeron una amplia investigación durante seis años a fin de determinar las causas de los daños ocurridos en el Sismo de Northridge y de las medidas necesarias para reducir la posibilidad de este tipo de daños en sismos futuros.



Fractura en la junta viga-columna

b) Fractura en la columna

Figura 14 Fracturas típicas en el Sismo de Northridge de 1994

(Fotos tomadas de AISC Seismic Design Module 2-2007)

Varias causas fueron identificadas en los estudios de la SAC como la fuente de las fracturas frágiles, las mismas que pueden encontrarse en una serie de reportes (FEMA 350, 2000; FEMA 351, 2000; FEMA 352, 2000; FEMA 353, 2000; FEMA 355C, 2000; FEMA 355D, 2000) publicados por la SAC. Estos reportes incluyeron recomendaciones para el diseño y la construcción de pórticos resistentes a momento diseñados para sostener grandes deformaciones inelásticas durante el sismo de diseño. La mayoría de estas recomendaciones han sido incorporadas en las *Disposiciones Sísmicas* de la AISC, así como en un anexo sísmico al Código de Soldadura Estructural de la AWS D1.1. Este anexo es el AWS D1.8.

Siguiendo las recomendaciones de la SAC, las *Disposiciones Sísmicas* de ANSI/AISC requieren que se demuestre mediante ensayos que las conexiones a momento para pórticos especiales son capaces de tener una ductilidad adecuada. La demostración puede realizarse por medio de uno de los siguientes métodos:

Método 1. Ensayos específicos para el proyecto mediante los cuales un número determinado de especímenes a escala real, representando las conexiones a ser implementadas en la estructura, son construidas y ensayadas de acuerdo a lo indicado en el Apéndice S de las *Disposiciones Sísmicas* de ANSI/AISC.

Método 2. Precalificación de las conexiones realizado por un panel independiente de expertos mediante la implementación de un programa riguroso de ensayos, evaluación analítica y revisión de los resultados.

Alcance

Esta sección especifica los criterios de diseño, detallamiento, fabricación y calidad para las conexiones que son precalificadas, de acuerdo con el numeral 1 de la Sección [8.1](#) de esta Norma, para ser usadas en pórticos especiales a momento (PEM). Las conexiones contenidas en esta sección son precalificadas para cumplir con los requerimientos de estas *Disposiciones* solamente cuando son diseñadas y construidas de acuerdo con los requerimientos de esta sección.

NOTA: Las secciones a continuación sobre conexiones, son adicionales a las secciones de conexiones que se encuentran en la Sección de Pórticos.

Requerimientos generales de diseño

Tipos de conexiones precalificadas

El tipo de conexión precalificada para ser usada en la conexión viga-columna de pórticos especiales a momento (PEM) es la *conexión con viga de sección reducida* (CVSR).

Rigidez de las conexiones

En el análisis de la estructura sujeta a sollicitación sísmica, las conexiones consideradas en esta sección deberán ser consideradas totalmente restringidas (Tipo TR). Una conexión a momento del Tipo TR debe tener suficiente resistencia y rigidez para transferir momento y mantener el ángulo entre los miembros conectados.

Método de diseño

La conexión contenida en esta sección deberá ser diseñada de acuerdo al Método de Diseño de los Factores de Carga y Resistencia (DFCR).

Miembros

Miembros rolados de ala ancha

Se permiten los miembros rolados de ala ancha conforme a las limitaciones de la sección transversal incluidas en esta sección.

Miembros Armados

Se permiten miembros armados con doble simetría y perfiles "I" cuando:

- Alas y alma tengan un ancho, peralte y espesores similares a los miembros rolados de ala ancha de acuerdo a las limitaciones para secciones de ala ancha especificadas en esta sección.
- Almas conectadas de manera continua a las alas de acuerdo con los requerimientos de la Sección [9.1](#) (Miembros).

Vigas

Dentro de la zona que se extiende desde el extremo de la viga a una distancia no menor que el peralte de la viga más allá de la localización de la *articulación plástica*, S_{pl} , a menos que se indique de manera específica en esta *Disposición*, el alma y las alas deben estar conectadas mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) con un refuerzo de soldadura de filete (SF). El tamaño mínimo de la soldadura de filete deberá ser el menor valor entre 8 mm (5/16 pulg.) o el espesor del alma de la viga. Esta disposición no se aplica para conexiones individuales precalificadas especificadas para satisfacer otros requerimientos.

Columnas

Las columnas armadas deben cumplir los requerimientos de los numerales 1 a 4. Las columnas armadas deben satisfacer la Sección E6 de la *Especificación AISC 360-10* a menos de que ésta sea modificada por esta sección. La transferencia de fuerzas internas y esfuerzos entre elementos de la columna armada debe ser realizada por medio de la soldadura. Cuatro tipos de secciones transversales para columnas se permiten (ver [Figura 15](#)).

- Columnas de Sección "I" soldadas

Los elementos de las columnas de sección "I" deben cumplir los requerimientos de esta *Disposición*.

Dentro de la zona que se extiende desde 300 mm (12 pulg.) sobre el ala superior de la viga hasta 300 mm (12 pulg.) bajo el ala inferior de la viga, a menos que se especifique algo diferente en este Capítulo, el alma y alas de la columna deben estar conectadas mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) con un refuerzo de soldadura de filete (SF). El tamaño mínimo de la soldadura de filete deberá ser el menor valor entre 8 mm. (5/16 pulg.) o el espesor del alma de la columna.

- Columnas cruciformes

Los elementos de las columnas cruciformes, fabricadas de perfiles rolados o armados a partir de placas, deben cumplir con esta *Disposición* y con la *Sección E6 de la Especificación AISC 360-10*.

Dentro de la zona que se extiende desde 300 mm (12 pulg.) sobre el ala superior de la viga hasta 300 mm (12 pulg.) bajo el ala inferior de la viga, el alma de la sección "T" deberá ser soldada continuamente a la sección "I" mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) con un refuerzo de soldadura de filete. El tamaño mínimo de la soldadura de filete deberá ser el menor valor entre 8 mm (5/16 pulg.) o el espesor del alma de la columna. Las placas de continuidad deben ser colocadas de acuerdo a las disposiciones para columnas de ala ancha.

- Columnas cajón armadas

La relación ancho-espesor (b/t) de las placas usadas para las alas no debe exceder de $0.6\sqrt{E/F_y}$, donde el valor de b no debe ser menor que la distancia libre entre placas.

La relación ancho-espesor (h/t_w) de las placas usadas para el alma debe cumplir las limitaciones de la [Tabla 1](#) de la [Sección 4.2](#)

Dentro de la zona que se extiende desde 300 mm (12 pulg.) sobre el ala superior de la viga hasta 300 mm (12 pulg.) bajo el ala inferior de la viga, las placas de las alas y alma de la columna cajón deben estar conectadas mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC). Fuera de esta zona las placas deben estar conectadas continuamente con soldadura de filete o soldadura de ranura.

- Columnas cajón de ala ancha

Las columnas cajón de ala ancha son aquellas que están formadas por un perfil W y dos placas laterales soldadas a las alas del perfil W. Estas columnas deben cumplir los requerimientos de esta *Disposición*.

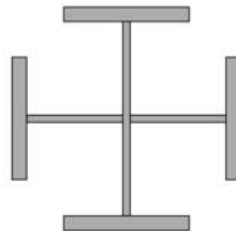
La relación ancho-espesor (b/t) de las placas usadas para las alas no debe exceder de $0.6\sqrt{E/F_y}$, donde el valor de b no debe ser menor que la distancia libre entre placas.

La relación ancho-espesor (h/t_w) de las placas usadas para el alma debe cumplir las limitaciones de la [Tabla 1](#) de la Sección [4.2](#)

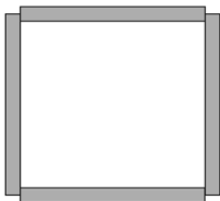
Dentro de la zona que se extiende desde 300 mm (12 pulg.) sobre el ala superior de la viga hasta 300 mm (12 pulg.) bajo el ala inferior de la viga, las placas de las alas y alma de la columna cajón deben estar conectadas mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC). Fuera de esta zona las placas deben estar conectadas continuamente con soldadura de filete o soldadura de ranura.



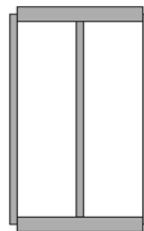
(a) Sección I



(b) Columna cruciforme



(c) Columna cajón armada



(d) Columna cajón de ala ancha

Figura 15 Perfiles para columnas (Tomado de ANSI/AISC 358-05)

9.2. Parámetros para el diseño de la conexión

Factores de resistencia

Cuando las resistencias disponibles sean calculadas de acuerdo con la *Especificación AISC 360-10*, los factores de resistencia estipulados en dicha *Especificación* deben aplicarse. Cuando las resistencias disponibles sean calculadas de acuerdo a esta sección, los factores de resistencia ϕ_d y ϕ_n deberán ser usados como se especifica en esta sección. Los valores de ϕ_d y ϕ_n deberán tomarse como:

- Para estados límites dúctiles: $\phi_d = 1.00$
- Para estados límites no-dúctiles $\phi_n = 0.90$

Localización de la articulación plástica

La distancia desde la articulación plástica hasta la cara de la columna, S_h , deberá ser considerada de acuerdo a los requerimientos individuales de la conexión.

Máximo momento probable en la articulación plástica

El máximo momento probable en la articulación plástica deberá determinarse de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

Dónde:

C_{pr} Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión.

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del tipo de acero usado en el elemento.

M_{pr} Máximo momento probable en la articulación plástica.

R_y Factor de esfuerzo de fluencia probable determinado según la Sección 5.2

Z_e Módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la articulación plástica.

A menos que se especifique de otra manera en esta sección, el valor de C_{pr} debe ser:

$$C_{pr} = \frac{F_y - F_u}{2F_y} \leq 1.20$$

Dónde:

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del tipo de acero usado en el elemento

F_u Resistencia mínima a tensión especificada del acero

C_{pr} Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión.

Placa de continuidad para alas de viga

Se deben suministrar placas de continuidad excepto en los siguientes casos:

- Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de ala ancha o sección "I" armada que tenga un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{vf} t_{vf} \frac{F_{yv} R_{yv}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{6}$$

Dónde:

b_{vf} Ancho del ala de la viga

F_{yv} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la viga

F_{yc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la columna

R_{yv} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga

R_{yc} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna

t_{cf} Espesor mínimo requerido para el ala de la columna cuando no se requiera placa de continuidad

t_{vf} Espesor del ala de la viga

- Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de una sección "I" con ala ancha encajonada con un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{vf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{vf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{vf} t_{vf} \frac{F_{yv} R_{yv}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{12}$$

Dónde:

b_{vf} Ancho del ala de la viga

F_{yv} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la viga

F_{yc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la columna

R_{yv} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga

R_{yc} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna

t_{cf} Espesor mínimo requerido para el ala de la columna cuando no se requiera placa de continuidad

t_{vf} Espesor del ala de la viga

Espesor de Placas de Continuidad

Cuando se requiera de placas de continuidad, el espesor de la placa deberá ser determinado de la siguiente manera:

- Para conexiones exteriores, el espesor de la placa de continuidad deberá ser por lo menos la mitad del espesor del ala de la viga.
- Para conexiones interiores, el espesor de la placa de continuidad deberá ser por lo menos igual al espesor de mayor valor de las alas de las vigas ubicadas a cada lado de la columna.

Las placas de continuidad deben además cumplir los requerimientos de la *Sección J10 de la Especificación AISC 360-10*.

Conexión entre Placas de Continuidad y las columnas

Si se colocan placas de continuidad, éstas deberán ser soldadas a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa.

Las placas de continuidad deberán ser soldadas al alma de la columna usando soldadura de ranura o de filete. La resistencia requerida de la suma de las juntas soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna deberá ser la menor de los siguientes valores:

- La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas en contacto de las placas de continuidad con las alas de la columna que estén conectadas a las alas de las vigas.
- La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna.
- La suma de los esfuerzos de fluencia probable de las alas de las vigas transmitiendo fuerzas a las placas de continuidad.

Zona de panel

Las zonas de panel deberán cumplir los requerimientos mínimos para Pórticos Especiales a Momento de la Sección [8.1 \(Zonas de panel en conexiones viga-columna\)](#).

Zonas protegidas

Las zonas protegidas deberán ser definidas para cada conexión precalificada. Las zonas protegidas deberán cumplir los requerimientos de la Sección 6.2 (**Zona protegida**)

A menos que se especifique en esta sección, las zonas protegidas de la viga se definen como el área desde la cara del ala de la columna hasta un medio el peralte de la viga más allá de la ubicación teórica de la articulación. Se permiten agujeros para pernos en el alma de la viga de acuerdo a las disposiciones de cada conexión establecida en esta sección.

9.3. Requerimientos de soldadura

Metal de aporte y procedimiento de soldadura

El metal de aporte y procedimiento de soldadura deberá cumplir los requerimientos de la Sección [11](#).

Barras de respaldo en uniones viga-columna y placas de continuidad en uniones de columna

Barras de Respaldo en Placas de Continuidad

Las barras de respaldo usados en las placas de continuidad de las columnas no necesitan ser removidas. En las alas de la columna, las barras de respaldo que no sean removidas, serán conectadas al ala de la columna usando soldadura de filete de forma continua de 8 mm ($5/16\text{ pulg.}$) en el borde de la soldadura de ranura de penetración completa.

Si las barras de respaldo son removidas, luego de la remoción, la soldadura de raíz deberá ser limpiada, pulida y luego reforzada con una soldadura de filete continua con un tamaño mínimo de 8 mm ($5/16\text{ pulg.}$).

Barras de Respaldo en el Ala Inferior de la Viga

Las barras de respaldo utilizadas para la soldadura de ranura de penetración completa entre el ala de la columna y el ala inferior de la viga deberán ser removidas.

Luego de remover las barras de respaldo, la soldadura de raíz deberá ser limpiada, pulida y luego reforzada con una soldadura de filete. El tamaño de la soldadura de filete adyacente al ala de la columna debe ser como mínimo de 8 mm ($5/16\text{ pulg.}$), y el lado adyacente al ala de la viga deberá extenderse hasta el metal base del ala de la viga.

Barras de Respaldo en el Ala superior de la viga

Cuando las barras de respaldo utilizadas para la soldadura de ranura de penetración completa entre el ala de la columna y el ala superior de la viga no sean removidas, se deberá unir la barra de respaldo a la columna con soldadura de filete de forma continua con un tamaño mínimo de 8 mm ($5/16\text{ pulg.}$).

Soldaduras prohibidas en las Barras de Respaldo

Las barras de respaldo entre el ala de la viga y el ala de la columna no deberán ser soldadas en la cara inferior del ala de la viga, ni los puntos de soldadura son permitidos en esta zona.

Si se ha unido la placa de respaldo con soldadura de filete o puntos de soldadura al ala de la viga por error, se debe reparar de la siguiente manera:

- La soldadura deberá ser removida de manera que el cordón o los puntos de soldadura no unan la barra de respaldo con el ala de la viga.
- La superficie del ala de la viga debe quedar nivelada y libre de impurezas.
- Cualquier imperfección o agujero deberá ser reparado. La reparación se debe realizar con procedimiento SMAW usando electrodos E7018 u otro metal de relleno que cumpla los requerimientos de la Sección **8.1 (Requerimientos de soldadura, Metal de aporte)** para soldadura de demanda crítica. Se podría necesitar de un procedimiento especial de la Especificación (EPS) si fuese requerido. Seguido de la reparación, se debe pulir la soldadura.

Barras de respaldo no fusionables en uniones del ala de viga con columna

Cuando se usen barras de respaldo de metales no fusionables para realizar la soldadura de ranura de penetración completa entre el ala de la viga y la columna, las barras de respaldo deberán ser removidas, se deberá pulir la soldadura de raíz hasta llegar a metal brillante y se deberá soldar nuevamente con soldadura de filete. El tamaño de la soldadura de filete adyacente al ala de la

columna deberá ser como mínimo de 8 mm ($5/16\text{ pulg.}$), y el lado adyacente al ala de la viga deberá extenderse hasta el metal base del ala de la viga.

Detalles o tratamientos a las platinas de respaldo lateral

Cuando se usen platinas de respaldo lateral (Ver [Figura 16](#)), éstas deben ser removidas hasta una distancia de 3 mm de la superficie del metal base y del extremo de la soldadura, excepto en las placas de continuidad donde se permite remover hasta 6 mm del borde de la placa.

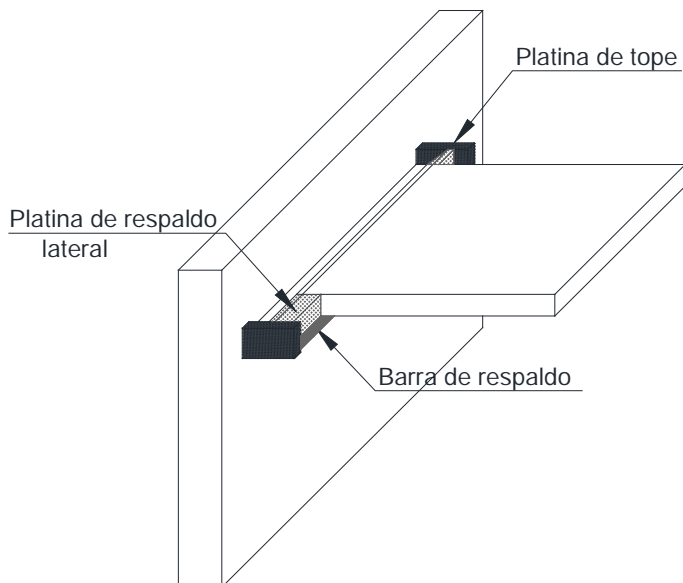


Figura 16: Barra de respaldo, platina de respaldo lateral y platina de tope

Se puede remover las barras mediante corte con electrodo de carbono, pulidora, cincelado o corte térmico. El proceso deberá ser controlado para minimizar imperfecciones. Los bordes en donde se han removido las platinas de respaldo lateral deben tener un acabado en su superficie con una rugosidad mínima de 13 micrones . El perímetro del extremo de la soldadura debe tener una transición lisa hacia las superficies adyacentes, libre de imperfecciones, agujeros o esquinas afiladas. Los defectos en la soldadura mayores a 1.6 mm de profundidad deberán ser removidos y reparados mediante soldadura de acuerdo al Procedimiento de Soldadura EPS. Otros defectos en la soldadura deberán ser removidos mediante pulido, y tener una pendiente no mayor que $1:5$.

Soldadura de prearmado

En las zonas protegidas, la soldadura de prearmado en las barras de respaldo y platinas de respaldo laterales deberán ser ubicadas donde puedan ser incorporadas a la soldadura final.

Placas de continuidad

A lo largo del ala, el recorte de esquina debe ser detallado de manera que el recorte se extienda una distancia mínima de 38 mm ($1\frac{1}{2}\text{ pulg.}$) debajo del valor de "k" de la sección rolada. A lo largo del ala, la placa no debe interferir con el radio de la sección rolada y debe detallarse de manera que el recorte de esquina no debe exceder una distancia de 12 mm ($\frac{1}{2}\text{ pulg.}$) debajo del valor "k₁" de la sección (Ver [Figura 17](#)). El recorte de esquina debe ser detallado para facilitar el acabado de la soldadura en el ala y alma. Cuando se usen recortes curvos, se debe considerar un radio mínimo de 12 mm ($\frac{1}{2}\text{ pulg.}$)

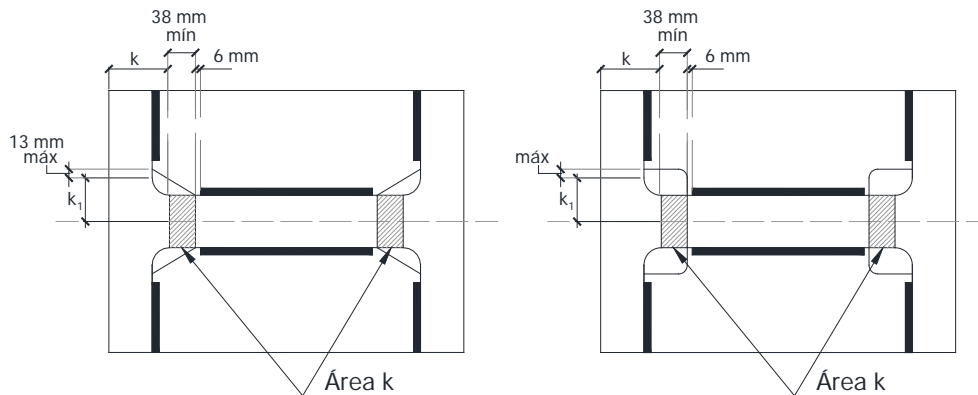


Figura 17: Recortes de esquina en placas de continuidad de columnas (Tomado de ANSI/AISC 358-05).

En el extremo de la soldadura adyacente a la coyuntura ala-ala, no se deben usar barras de respaldo lateral para las placas de continuidad, excepto si éstas son permitidas por el fiscalizador de estructuras. A menos que el fiscalizador especifique que las barras deben ser removidas, es permitido dejarlas en esta zona.

Cuando la soldadura de las placas de continuidad es realizada con barras de respaldo lateral cerca del radio de chaflán de la columna, se permite usar capas de soldadura para la transición del ángulo 0° a 45° medidos desde el plano vertical. La longitud efectiva de la soldadura está definida como la porción de la soldadura con el tamaño completo. No se requiere de ensayos no destructivos en la porción de transición de la soldadura que no tiene el tamaño completo.

Control de calidad y plan de garantía de calidad

El control y el plan de garantía de calidad deben estar acorde a la Sección [10](#).

9.4. Conexión con viga de sección reducida

General

La Conexión con Viga de Sección Reducida (CVSR) es una conexión totalmente restringida (TR). Este tipo de conexión tiene un corte, generalmente de radio circular, en el ala superior e inferior de la viga, localizado en la zona adyacente a la conexión viga - columna. El objetivo de practicar este corte en esta zona es el de forzar la formación de la articulación plástica dentro de la sección reducida de la viga. La [Figura 18](#) presenta un esquema de esta conexión.

Sistemas estructurales

La Conexión con Viga de Sección Reducida (CVSR) es una conexión precalificada para ser usada en Pórticos Especiales a Momento (PEM) siempre y cuando se cumplan las limitaciones estipuladas en esta sección.

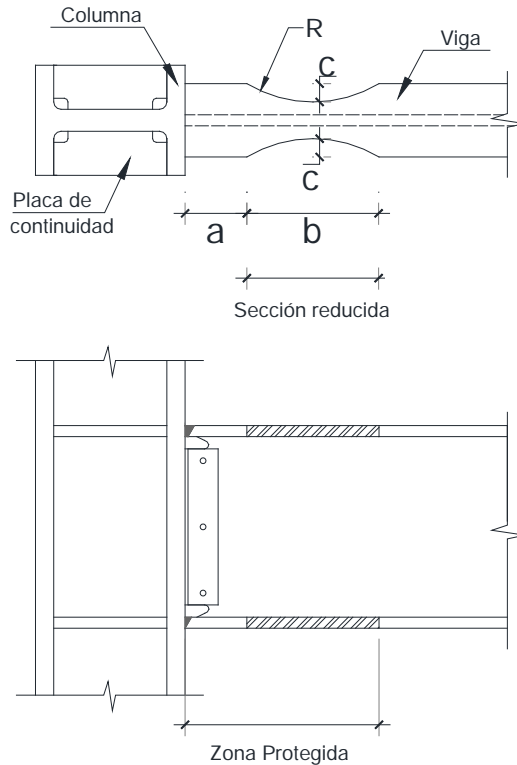


Figura 18: Conexión con Viga de Sección Reducida

Límites de precalificación

Limitaciones de vigas

Las vigas deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas deben ser secciones "I" roladas o armadas de acuerdo a los requerimientos de la Sección [9.1 \(Miembros\)](#).
- El peralte de las vigas está limitado a un perfil rolado W36 (W920). El peralte de las secciones armadas no debe exceder el peralte permitido para perfiles rolados de ala ancha.
- El peso de las vigas está limitado a 450 kg/m
- El espesor de las alas de la viga no debe exceder 44.5 mm (1¾ pulg.).
- La relación de luz libre - peralte no debe ser menor de 7.
- Las relaciones ancho-espesor para las alas y el alma de la viga deben cumplir los requerimientos de una viga sísmicamente compacta.

Cuando se determine la relación ancho-espesor del ala, el valor de b_f no debe ser menor que el ancho del ala en los extremos de los dos tercios medios de la sección reducida siempre y cuando las cargas gravitacionales no muevan la ubicación de la articulación plástica una distancia significativa desde el centro de la sección reducida

de la viga.

- El arriostramiento lateral de las vigas debe ser provisto de acuerdo a la Sección **8.1 (Arriostramiento lateral en vigas)** Arriostramiento lateral complementario debe ser provisto en la sección reducida de acuerdo a la Sección **8.1 (Arriostramiento lateral en vigas)** para arriostramiento lateral en zonas adyacentes a las articulaciones plásticas. No se aplican los ensayos de ensamblaje de la Sección **8.1 (Criterio de columna fuerte-viga débil)**.

Cuando se proporcione arriostramiento lateral complementario, el arriostramiento debe estar localizado a una distancia no mayor a $d/2$ del extremo de la sección reducida de la viga más lejana a la cara de la columna, donde d es el peralte de la viga. No se deberá suministrar arriostramiento lateral en la región comprendida desde la cara de la columna hasta el extremo de la sección reducida más lejano a la cara de la columna.

Cuando la viga soporte una losa de hormigón que esté conectada en la zona protegida con conectores de corte soldados espaciados a 300mm entre centros, no se requiere de arriostramiento complementario en el ala superior e inferior de la sección reducida.

- La zona protegida consiste en el sector de la viga entre la cara de la columna y el extremo de la sección reducida de la viga más lejano de la cara de la columna.

Limitaciones de columnas

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser secciones roladas o armadas permitidas en la Sección **9.1 (Miembros)**.
- La viga debe estar conectada al ala de la columna.
- El peralte de las columnas roladas está limitado a un perfil rolado W36 (W920). El peralte de las columnas armadas de ala ancha no debe exceder el peralte permitido para perfiles rolados. Las columnas cruciformes con alas no deben tener un ancho o peralte mayor al peralte permitido para perfiles rolados. Las columnas armadas tipo cajón no deben tener un ancho o peralte que exceda los 600 mm. Las columnas de ala ancha encajonada no deben tener un ancho o peralte que exceda los 600 mm si forma parte de un pórtico ortogonal a momento.
- No existe límite para el peso de las columnas.
- No existe límite para el espesor de las alas.
- Las relaciones ancho-espesor para las alas y alma de las columnas deben estar limitadas para cumplir los requerimientos de una sección sísmicamente compacta.
- El arriostramiento lateral de las columnas debe ser provisto de acuerdo a la Sección **8.1 (Arriostramiento lateral de las conexiones viga-columna)**.

Limitaciones para las conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- La zona de panel debe cumplir los requerimientos de la Sección **8.1**

- El criterio de columna fuerte – viga débil debe cumplir los requerimientos de la Sección 8.1 El valor de ΣM_{pv}^* debe tomarse igual a $\Sigma(M_{pr} + M_v)$, donde M_{pr} es el máximo momento probable en el centro de la sección reducida y es igual a $C_{pr}R_yF_yZ_{e1}$, y M_v es igual a $V_{VSR}(a + b/2 + d_c/2)$, donde V_{VSR} es el cortante en el centro de la sección reducida de la viga, a y b son dimensiones mostradas en la [Figura 15](#), y d_c es el peralte de la columna.

Limitaciones para la conexión entre el ala de la viga y el ala de la columna

La conexión entre el ala de la viga y el ala de la columna debe satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las alas de la viga deben estar conectadas al ala de la columna por medio de *soldadura de ranura de penetración completa* (SRPC). Las soldaduras del ala de la viga debe realizarse de acuerdo a los requerimientos de la soldadura de demanda crítica de la Sección 11.
- La geometría de los agujeros de acceso debe tener la forma tal como se muestra en la [Figura 19](#) La superficie del agujero de acceso debe tener una rugosidad que no exceda los 13 μm , y debe estar libre de imperfecciones y agujeros; en caso de haberlos, éstos deben ser reparados tal como lo requiera el fiscalizador de estructuras. Los agujeros de acceso son prohibidos en el alma de la viga junto a la placa de extremo en una conexión empernada a momento.

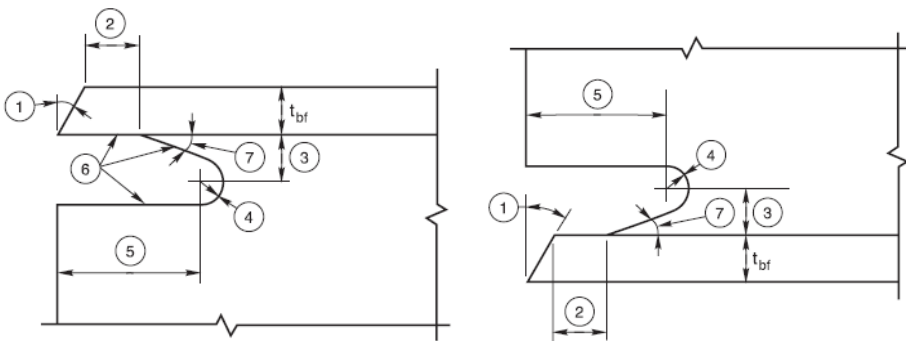


Figura 19: Detalle de agujeros de acceso para la soldadura

(Tomado de AWS D1.8 “Structural Welding Code – Seismic Supplement”)

Los agujeros de acceso deben cumplir con los siguientes requerimientos (ver [Figura 19](#)):

- Bisel requerido para la soldadura de ranura de penetración completa.
- Mayor valor entre t_{bf} o 13 mm (más $\frac{1}{2}t_{bf}$, o menos $\frac{1}{4}t_{bf}$).
- $\frac{3}{4} t_{bf}$ a t_{bf} , mínimo 19 mm (± 6 mm).
- Mínimo 10 mm de radio.
- $3 t_{bf}$ (± 13 mm)
- Ver FEMA-353, “Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications” para detalles de fabricación incluido métodos de corte y requerimientos de acabado superficial.

- Las tolerancias no se deben acumular en la medida que el ángulo del agujero de acceso corte la superficie del ala exceda los 25°.

Limitaciones para la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna

La conexión entre el alma de la viga y el ala la columna deberá satisfacer las siguientes limitaciones:

- La resistencia requerida a cortante de la conexión de la viga deberá satisfacer lo indicado en el paso 8 de la Sección **9.1 (Placa de continuidad para alas de viga)**.
- El alma de la viga deberá estar conectada al ala de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa que deberá extenderse entre los agujeros de acceso de la soldadura. Está permitido que la placa de conexión a corte sea usada como barra de respaldo para la soldadura de penetración completa. El espesor de la placa debe ser de 10 mm mínimo. No se requiere de platinas de respaldo lateral en los extremos de la soldadura en el alma de la viga. Se permite agujeros para pernos en el alma de la viga para las labores de montaje.

Limitaciones para la conexión entre el alma de la viga y la columna

La reducción en la sección de la viga deberá ser realizada mediante corte térmico para lograr una curva suave. La rugosidad máxima en la superficie del corte debe ser de 13 micrones de acuerdo a ANSI B46.1 y medido usando la muestra 4 de la AWS C4.1-77 o similar. Todas las transiciones entre la sección reducida de la viga y el ala no modificada de la viga deberán ser redondeadas en la dirección del largo del ala para minimizar imperfecciones que ocasionen transiciones bruscas. Las esquinas entre la superficie de la sección reducida y el ala superior e inferior de la viga deberán ser pulidas para remover bordes afilados. No se requiere de biseles o radios mínimos.

Las tolerancias para el corte térmico es de ± 6 mm desde la línea teórica de corte. El ala efectiva de la viga en cualquier sección debe tener una tolerancia de ± 10 mm.

Imperfecciones o agujeros que se presenten en el corte térmico de la superficie de la VSR deberán ser reparadas mediante pulido a una profundidad no mayor a 6 mm. El área con imperfecciones deberá ser alisada mediante pulido para que exista una transición suavizada, y la longitud total del área pulida no deberá ser menor que cinco veces la altura de las trazas removidas a cada lado de la misma. Si existe una imperfección profunda, el área debe ser inspeccionada mediante el ensayo de partículas magnéticas (MT) después del pulido para asegurar que la altura total de la muesca haya sido removida. No se permite que el pulido incremente más de 6 mm el corte de la VSR.

Imperfecciones o agujeros que excedan 6 mm de profundidad, pero que no excedan los 12 mm, y aquellas imperfecciones o agujeros que hayan sido reparadas mediante pulido y que incremente el peralte efectivo del corte de la VSR debajo de la tolerancia permitida, deberán ser reparadas con soldadura. Se deberán remover las imperfecciones o agujeros y pulir hasta obtener un radio suavizado y no menor a 6 mm para la preparación de la soldadura. El área reparada debe ser precalentada a una temperatura de 150°F o el valor especificado en la Tabla 5.2 de la AWS D1.1, el mayor de ambos, medido desde la zona de la soldadura a reparar.

Imperfecciones y agujeros que excedan los 12 mm de profundidad deberán ser reparados sólo mediante un método aprobado por el Fiscalizador de estructuras.

Procedimiento de diseño

Paso 1: Determinar los valores de “a”, “b” y “c” de la **Figura 16**, de acuerdo a los siguientes límites

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$$

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

$$0.1 b_f \leq c \leq 0.25 b_f$$

Dónde:

b_f Ancho del ala de la viga

d Peralte de la viga

a Distancia desde la cara de la columna hasta donde empieza el corte de la viga de sección reducida (VSR).

b Longitud del corte de la viga de sección reducida (VSR)

c Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida

Paso 2: Cálculo del Módulo Plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida, Z_{VSR} .

$$Z_{VSR} = Z_v - 2ct_f(d - t_f)$$

Dónde:

t_f Espesor del ala de la sección

Z_v Módulo Plástico de la sección transversal de la viga

d Peralte de la viga

Z_{VSR} Módulo plástico en la viga de sección reducida

Paso 3: Cálculo del máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida, M_{pr} .

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{VSR}$$

$$C_{pr} = \left((F_y + F_u/2F_y) \leq 1.2 \right)$$

Dónde:

C_{pr} Factor ya definido en la Sección [9.2](#)

M_{pr} Momento máximo probable al centro de la viga de sección reducida

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

F_u Resistencia mínima a la tensión especificada para el tipo de acero usado

Paso 4: Cálculo de la fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida, V_u .

$$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav}$$

Dónde:

V_{VSR} Mayor de los dos valores de la fuerza cortante en el centro de la viga de sección reducida en cada extremo de la viga

L_h Distancia entre articulaciones plásticas

V_{grav} Fuerza cortante en la viga que resulta de la siguiente combinación de carga: $1.2D + f_1L$ en donde f_1 es el factor de carga determinado según el capítulo 1, pero no puede ser menor a 0.5.

Paso 5: Cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna M_f .

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

$$s_h = a + b/2$$

Dónde:

M_f Máximo momento probable en la cara de la columna

s_h Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica

M_{pr} Máximo momento probable en la articulación plástica

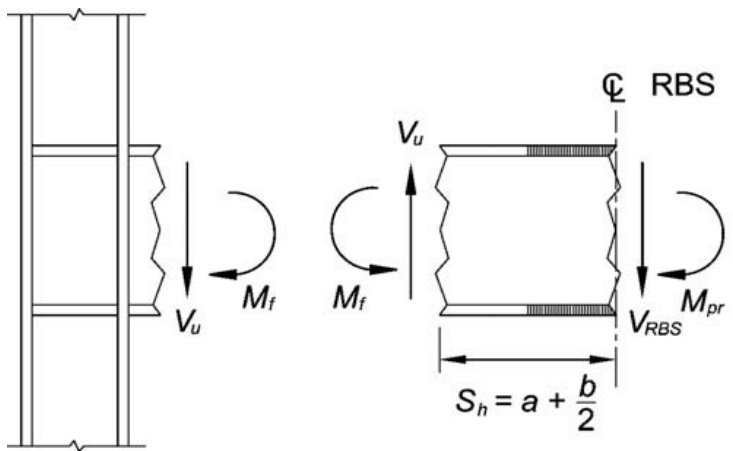


Figura 20: Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la viga de sección reducida y la cara de la columna.

(Tomado de ANSI/AISC 358-10)

Paso 6: Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable M_{pe} .

$$M_{pe} = R_y Z_v F_y$$

Dónde:

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z_v Módulo plástico de la viga

Paso 7: Determinar si se cumple la siguiente condición.

$$M_f < \phi_d M_{pe}$$

Dónde:

M_f Máximo momento probable en la cara de la columna

M_{pe} Esfuerzo de fluencia probable

$$\phi_d = 1$$

Paso 8: Determinar la resistencia requerida al cortante V_u de la viga y en la conexión viga-columna

$$V_u = V_{RBS} + V_g$$

Donde:

V_u = Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna

V_g = Fuerza cortante debido a las cargas gravitacionales en el sector de la viga

comprendido entre la cara de la columna y el centroide de la articulación plástica

La resistencia de diseño al corte de la viga, $\phi_v V_v$, calculada de acuerdo al Capítulo G de la Especificación AISC 360-10 deberá ser igual o mayor al valor determinado aquí.

Paso 9: Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna

$$\phi_v V_v \geq V_u$$

$$\phi_v V_v = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc}$$

Dónde:

$\phi_v V_v$ Resistencia de diseño de la placa de cortante

V_u Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna

F_{ypc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la placa de cortante

Paso 10: Diseño de la zona de panel

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f}$$

Dónde:

ϕR_n Resistencia de diseño de la zona de panel

R_u Resistencia requerida al cortante de la zona de panel

d, t_f Peralte y espesor del ala de la viga

Paso 11: Diseño de la placa de continuidad. Revisar requerimientos de la Sección **9.1 (Placa de continuidad para alas de viga)**.

Paso 12: Chequeo de criterio de columna fuerte – viga débil. Revisar requerimientos de Sección **8.1 (Criterio de columna fuerte-viga débil)**.

10. Planes de Control de Calidad y Garantía de Calidad

Alcance

Para el fin de esta sección, se ha incluido una serie de tablas donde se puede seguir los pasos para las observaciones requeridas para los procesos de control y garantía de calidad. Esas tablas se encuentran en los apéndices de este capítulo (13).

Cuando sea requerido por los documentos contractuales, el Código de Construcción, o por el Fiscalizador de Estructuras, deberá proporcionarse el Plan de Control de Calidad (PCC) y el Plan de Garantía de Calidad (PGC).

El Plan de Control de Calidad (PCC) incluye aquellos trabajos de inspección realizados por el Contratista para asegurarse que el material, los procesos y la mano de obra de ejecución empleados cumplan con los requisitos de calidad del proyecto.

El Plan de Garantía de Calidad (PGC) deberá ser elaborado por la Fiscalización el mismo que incluye las tareas de inspección ejecutadas por una firma o empresa diferente a la del Contratista. El PGC incluye también el proceso de monitoreo del rendimiento del Contratista para implementar su propio control de calidad (PCC). El plan PGC incluye también los procesos de ensayos no destructivos, cuando estos sean requeridos; este plan es también llamado "Inspecciones de Verificación" en el AWS D1.1.

Los Planes de Control y de Garantía de Calidad son considerados adecuados y efectivos para la mayoría de los Sistemas Resistentes a Carga Sísmica (SRCS) y se recomienda expresamente su utilización sin modificaciones. El uso de los Planes de Control y de Garantía de Calidad para cualquier SRCS con un factor de modificación de respuesta sísmica R mayor que 3 es expresamente recomendado. El uso de un factor R de 3 ó más indica que el Sistema estructural, los elementos y la ductilidad de las conexiones han sido asumidas para reducir las cargas de diseño. Con el plan de Garantía de Calidad se intenta asegurar que el Sistema Resistente a Carga Sísmica está

significativamente libre de defectos que podrían reducir significativamente la ductilidad del Sistema. Puede haber casos (por ejemplo: miembros principales no redundantes o que el trabajo sea realizado en una ubicación de difícil acceso) donde ensayos adicionales puedan ser requeridos. Adicionalmente, cuando el Plan de Control de Calidad del Contratista haya demostrado su efectividad para ejecutar ciertas tareas asignadas al Plan de Garantía de Calidad, podría pensarse en modificar dicho Plan de Garantía.

Los Planes de Control y de Garantía de Calidad deben ser preparados como parte de los documentos contractuales. Los objetivos de estos Planes son la mejora continua de la confiabilidad de las estructuras.

En algunos casos, el contratista ya ha implementado un control de calidad PCC como parte habitual de sus operaciones, especialmente aquellos que trabajan con Normas ISO ó similares. Es responsabilidad del Fiscalizador de Estructuras revisar el PCC y compararlo con las necesidades de Garantía de Calidad del proyecto, especialmente en lo que se refiere a las aplicaciones sísmicas.

Personal para ensayos no destructivos e inspecciones

El personal que ejecuta las tareas de inspección de soldadura y ensayos no destructivos deberá estar calificado para realizar estas tareas, ya sea en roles de Control de Calidad (PCC) o de Garantía de Calidad (PGC), en conformidad con lo indicado en la Sección **11 (Personal Involucrado)**.

Nota: La Sección **11 (Especificaciones de Soldadura)**, incluyendo la sobre **Personal Involucrado**, contiene los criterios que deben ser considerados para determinar los requisitos de calificación para Inspectores de Soldadura y Técnicos de Ensayos no destructivos.

Diferentes estándares están disponibles como guías para determinar los niveles adecuados de entrenamiento, experiencia, conocimiento y destreza para dicho personal. Estos estándares son aplicables para las empresas que realizan el Plan de Garantía de Calidad (PGC) y también pueden ser usados como parte del Control de Calidad del Contratista.

Para el personal que ejecuta tareas de inspección de empernado, no existe actualmente un estándar como guía, tal como sí existe para las tareas de soldadura. Sin embargo, las empresas que realizan el Plan de Garantía de Calidad (PGC) deberán tener un protocolo escrito para determinar la idoneidad de la calificación del personal a cargo de estas tareas de inspección. De forma similar, los procedimientos internos del programa de Control de Calidad (PCC) del contratista deberán contener los criterios para calificación de su personal a cargo de estas tareas.

Información del contratista

Los siguientes documentos serán remitidos por el Contratista al Fiscalizador de Estructuras para su revisión, antes de la fabricación o montaje, según sea aplicable:

- Planos de Fabricación.
- Planos de Montaje.
- Procedimiento de soldadura (PrS), el cual deberá especificar todas las variables esenciales del AWS D1.1 y las siguientes, según sean aplicables:
 - Fuente de Poder (corriente constante o voltaje constante).
 - Para soldaduras de demanda crítica: el nombre del fabricante y el nombre comercial del metal de aporte.
- Copias de los certificados de conformidad del fabricante para todos los electrodos, alambres de soldadura y gases de protección que vayan a ser usados. Estos

certificados de conformidad deberán satisfacer lo indicado por la American Welding Society, AWS A5.

- Para soldaduras de demanda crítica, deberán ser presentados Certificados del Fabricante indicando que el metal de aporte cumple con los requisitos sísmicos adicionales de tenacidad. En caso de que el fabricante no presente dichas certificaciones, el contratista deberá realizar los ensayos pertinentes y proporcionar los resultados de dichos ensayos.
- Hojas electrónicas o información de catálogos del Fabricante para el material de aporte para los procesos SMAW, GMAW, FCAW y SAW. Las hojas electrónicas o catálogos deberán describir el producto, limitaciones y restricciones para su uso, parámetros típicos o recomendados para soldar, requisitos de almacenaje y exposición al medio ambiente, e indicar si se necesita placas de respaldo, si fuesen aplicables.

Los siguientes documentos deberán estar disponibles para la revisión del Fiscalizador de Estructuras antes de la fabricación o el montaje, según sea aplicable, o bien pueden ser solicitados como documentos contractuales:

- Reportes de ensayos de materiales para el acero estructural, pernos, conectores de corte, y materiales de soldadura.
- Procedimientos de inspección.
- Procedimientos de no conformidad.
- Procedimientos de control de materiales.
- Procedimientos de instalación de pernos.
- Registros de calificación de soldadores, incluyendo cualquier ensayo realizado.
- Calificaciones del Inspector de Control de Calidad (PCC).

Información de la empresa de garantía de calidad

La empresa responsable del Servicio de Garantía de Calidad (PGC) deberá remitir los siguientes documentos al Fiscalizador de Estructuras, al Propietario o su representante y a la Autoridad competente:

- Procedimientos internos de la Empresa de Garantía de Calidad (PGC) para el monitoreo y control de sus operaciones. Estos Procedimientos deberán incluir:
 - Los procedimientos de la empresa para la selección y administración del personal de inspección, describiendo el entrenamiento, la experiencia y los requisitos para la calificación y certificación de dicho personal.
 - Los procedimientos de inspección de la empresa, incluyendo inspección general, control de materiales e inspección visual de soldadura.
- Experiencia del Director y del Personal Técnico de Garantía de Calidad (PGC) designado para el proyecto.
- Registro de calificación para los Inspectores y Técnicos de Ensayos No Destructivos designados para el proyecto.

- Procedimiento de Ensayos No Destructivos.
- Registro de calibración de los equipos para Ensayos No Destructivos que vayan a ser utilizados y otros equipos a emplear en el proyecto.
- Reportes de inspección diarios o semanales.
- Reportes de los ensayos que indiquen no conformidad.

Puntos y frecuencias de inspección

Véase las siguientes tablas, que se encuentran en los apéndices a esta NEC (13):

- Tareas de Inspección Visual antes de Soldar.
- Tareas de Inspección Visual durante la Operación de Soldadura.
- Tareas de Inspección Visual después de Soldar

Las siguientes siglas son usadas en las tablas:

- OBSERVAR (O) - El Inspector deberá observar todos los procesos diariamente, en forma aleatoria. Las operaciones de soldadura no deberán tener observaciones pendientes.
- EJECUTAR (E) - Las inspecciones y la ejecución de ensayos no destructivos (END) deberán ser realizadas antes de la aceptación final del ítem. Cuando la tarea vaya a ser revisada tanto por el Control de Calidad (PCC) como por la Garantía de Calidad (PGC) , será permitido coordinar ambas funciones, de manera que sea ejecutada por sólo una de las partes. Cuando la función de Garantía de Calidad (PGC) dependa de las funciones de inspección ejecutadas por el Control de Calidad (PCC), se requiere de la aprobación del Fiscalizador de Estructuras y de la Autoridad competente.
- DOCUMENTAR (D) – El Inspector deberá preparar informes indicando que el trabajo ha sido ejecutado en conformidad con los documentos contractuales. El informe no necesita que sean proporcionadas medidas detalladas de preparación de juntas, Procedimientos de soldadura (PrS), soldaduras terminadas u otros puntos individuales indicados en las Tablas de la Sección 10 (Puntos y Frecuencias de Inspección). Para la fabricación en Taller, el informe deberá indicar la marca del elemento inspeccionado. Para el trabajo de montaje, el reporte indicará el o los ejes de referencia y el piso o nivel inspeccionado. El trabajo que no esté en conformidad con los documentos contractuales y los trabajos que inicialmente no hayan sido aprobados y que después hayan sido satisfactoriamente reparados deberán constar en el reporte de inspección.

Inspección visual de soldadura

La Inspección Visual de Soldadura deberá ser el método básico para confirmar que los procedimientos, materiales y mano de obra incorporados en la construcción sean aquellos que hayan sido aprobados y especificados para el proyecto. Como mínimo, las tareas deberán ser las que se presentan en las Tablas de la Sección 13 (Tareas de Inspección Visual antes de Soldar y Tareas de Inspección Visual durante la Soldadura) en los apéndices.

Ensayos no destructivos (end) de soldaduras

El uso de ensayos no destructivos es recomendado para verificar la idoneidad de las soldaduras sometidas a cargas de tracción como parte del Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS), o para verificar que ciertos elementos críticos no contengan discontinuidades que puedan causar fallas.

El ensayo de Ultrasonido (UT) es capaz de detectar serias discontinuidades contenidas en las soldaduras de ranura en todas las configuraciones estándar de uniones soldadas. Este ensayo no es adecuado para la mayoría de las soldaduras de filete y no es confiable en la detección de discontinuidades que sean superficiales o que estén cerca de la superficie.

El ensayo de partículas magnéticas es capaz de detectar serias discontinuidades en o cerca de la superficie de todos los tipos de soldadura y debería ser utilizada para la inspección de uniones críticas con soldadura de filete y para la inspección de soldaduras de demanda crítica de ranura.

El uso de ensayos de tintas penetrantes no es recomendado para inspecciones generales de soldadura, pero puede ser usada para la detección de fisuras en puntos específicos tales como soldaduras en agujeros de acceso y en la zona "k" de perfiles soldados.

Los Ensayos No Destructivos de Soldadura deberán ser realizados por personal de la empresa de Garantía de Calidad (PGC).

Procedimientos

- Los Ensayos de Ultrasonido deberán ser ejecutados por la empresa de Garantía de Calidad (PGC), según los procedimientos indicados en la Sección [11.1](#)
- Los Ensayos de Partículas Magnéticas deberán ser ejecutados por la empresa de Garantía de Calidad (PGC), según los procedimientos indicados en la Sección [11.1](#)

Ensayos No Destructivos (END) requeridos:

- *Área k END.*

Cuando la soldadura de placas dobles, placas de continuidad o rigidizadores haya sido ejecutada en el Área k, el alma deberá ser inspeccionada para detectar la presencia de fisuras usando el ensayo de partículas magnéticas (MT). El área de inspección del ensayo deberá abarcar el metal base en un contorno de 75mm (3 pulg.) de la soldadura.

- *Ensayos No Destructivos (END) en soldaduras de ranura de penetración completa.*

El ensayo de ultrasonido deberá ser ejecutado en el 100% de las soldaduras de ranura de penetración completa en materiales con espesores de 8mm (5/16 pulg.) o superiores. No se requiere este ensayo en materiales menores de 8mm. El ensayo de partículas magnéticas deberá ser ejecutado en el 25% de todas las uniones viga-columna que presenten soldadura de ranura de penetración completa.

- *Ensayos No Destructivos (END) para Desgarre Laminar o Laminaciones en el metal base.*

Después de soldar la unión, donde el metal base sea superior a 38mm (1-1/2 pulg.) y esté cargado a tracción en toda su sección en nudos en T o en esquina y donde el metal conectado sea superior a 19mm (3/4 pulg.) y contenga soldaduras de ranura de penetración completa, deberán ser realizados ensayos de ultrasonido para detectar discontinuidades detrás o adyacentes a la línea de fusión de dichas soldaduras. Cualquier discontinuidad en el metal base encontrado a una distancia t/4 de la superficie del acero deberá ser aceptada o rechazada en base a los criterios del

AWS D1.1, Tabla 5.2, donde t es el espesor de la parte sometida a esfuerzos de tracción en la totalidad de su sección transversal.

- *Ensayos No Destructivos (END) para agujeros de acceso.*

En empalmes soldados y conexiones, las superficies térmicamente cortadas en los extremos de vigas y en los agujeros de acceso deberán ser ensayados usando Ensayos de Partículas Magnéticas o Ensayos de Tintas Penetrantes, cuando el espesor del patín exceda de 38mm ($1\text{-}1/2$ pulg.) para perfiles laminados en caliente o cuando el espesor del alma exceda de 38mm ($1\text{-}1/2$ pulg.) para secciones soldadas a base de flejes.

- *Ensayos No Destructivos (END) para reparaciones en la Sección Reducida de Vigas (SRV).*

Los Ensayos de Partículas Magnéticas deberán ser ejecutados en las uniones soldadas reparadas, en el área adyacente a la formación de la rótula plástica de la Sección Reducida de Vigas (SRV). De igual forma deberán realizarse, en el metal base de la región de articulación plástica de las vigas de sección reducida, en el caso de que hayan sido retiradas discontinuidades por medio de dispositivos mecánicos.

- *Sitios donde han sido removidas las platinas de respaldo lateral (Weld Tabs).*

Los Ensayos de Partículas Magnéticas deberán ser ejecutados en el extremo de soldaduras en las cuales las platinas de apoyo hayan sido retiradas. Se exceptúa de estos ensayos las platinas de apoyo en soldadura de las placas de continuidad.

- *Reducción del porcentaje de Ensayos de Ultrasonido.*

Se permite reducir la cantidad de Ensayos de Ultrasonido si es que esta reducción es aprobada por el Fiscalizador de Estructuras y por la Autoridad competente. La relación de Ensayos de Ultrasonido para un soldador individual o un operario puede ser reducida al 25%, una vez que se demuestre que la tasa de rechazo de las soldaduras ensayadas sea 5% o menor. Deberá ser realizado un muestreo de al menos 40 soldaduras completas para un trabajo a fin de evaluar la posibilidad de reducción. La tasa de rechazo es el número de soldaduras rechazadas dividido para el número de soldaduras completadas. Para evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas de más de 1000 mm (3 pies) de largo, donde el espesor de la garganta efectiva sea 25mm (1 pulg.) o menor, se considerará como una soldadura completa cada 300 mm (12 pulg.).

Para evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas de más de 1000 mm (3 pies) de largo, donde el espesor de la garganta efectiva sea mayor de 25 mm (1 pulg.), se considerará como una soldadura completa cada 150 mm (6 pulg.).

- *Reducción del porcentaje de Ensayos de Partículas Magnéticas.*

Se permite reducir la cantidad de Ensayos de Partículas Magnéticas en juntas de ranura de penetración completa si es que esta reducción es aprobada por el Fiscalizador de Estructuras y por la Autoridad competente. La relación de Ensayos de Partículas Magnéticas para un soldador individual o un operario puede ser reducida al 10%, una vez que se demuestre que la tasa de rechazo de las soldaduras ensayadas sea 5% o menor. Deberá ser realizado un muestreo de al menos 20 soldaduras completas para un trabajo a fin de evaluar la posibilidad de

reducción. La tasa de rechazo es el número de soldaduras rechazadas dividido para el número de soldaduras completadas. Esta reducción no es permitida en soldaduras ubicadas en el Área k, en sitios de reparación, en sitios donde hayan sido removidas las platinas de apoyo y placas de respaldo y en agujeros de acceso.

Documentación

- Todos los Ensayos No Destructivos deberán ser documentados. Para la fabricación en taller, el reporte de Ensayos No Destructivos deberá identificar la soldadura ensayada mediante marcas en el elemento y su ubicación en dicho elemento. Para trabajos de campo, el Reporte de Ensayos No Destructivos deberá identificar la soldadura ensayada mediante su ubicación en la estructura, marcas en el elemento y su ubicación en dicho elemento.

Inspección de tareas de empernado

La observación de las tareas de empernado deberá ser el método fundamental utilizado para confirmar que los procedimientos, materiales y mano de obra de ejecución incorporados en la construcción son aquellos que han sido especificados y aprobados para el proyecto. Como mínimo, las tareas a ejecutar son las que se presentan en la Tabla 9, Tabla 10 y Tabla 11, que se encuentran en los apéndices.

Otras inspecciones

Donde sean aplicables, las siguientes tareas de inspección presentadas en la Tabla 12, que se encuentra en los apéndices, deberán ser realizadas.

11. Especificaciones de soldadura

Alcance

Este punto proporciona detalles adicionales relacionados a la soldadura y a la inspección de soldadura.

Dibujo de planos estructurales y especificaciones

El dibujo de planos estructurales y especificaciones deberá incluir, como mínimo, la siguiente información:

- Los puntos en donde se requiere que las placas de respaldo sean removidas.
- En donde se permita mantener las placas de respaldo, indicar los puntos en donde se requiere soldaduras de filete adicionales.
- Los puntos en donde se requiera soldaduras de filete adicionales para reforzar a soldaduras de ranura o para mejorar la geometría de la conexión.
- Los puntos en donde se requiere que las platinas de respaldo lateral (Weld Tabs) sean removidas.
- Los puntos de traslape donde sean requeridas transiciones acarteladas.

Nota: Los empates rectos sujetos a una tensión que sea 33% mayor que la resistencia a fluencia bajo cualquier tipo de combinación de carga deberían tener una transición acartelada. La concentración de esfuerzos en una transición no acartelada, basada en una esquina a 90°, podría causar una fluencia local cuando el esfuerzo de tracción exceda el 33% del esfuerzo de fluencia. Con la concentración de esfuerzos de una transición no acartelada, serían aceptables niveles mucho

- La forma de los agujeros de acceso, en caso que se requiera una forma especial.
- Aquellas uniones o grupos de uniones en donde se requiera una disposición específica de ensamblaje, secuencias de soldadura, técnicas de soldadura u otras precauciones especiales.

Planos de taller

El dibujo de planos de taller deberá incluir, como mínimo, la siguiente información:

- Las dimensiones de los agujeros de acceso, el perfil de la sección y los requisitos de acabado.
- Los puntos en donde las placas de respaldo deben ser removidas.
- Los puntos en donde se requiere que las platinas de apoyo para soldar (Weld Tabs) sean removidas.
- Los Ensayos No Destructivos a ser ejecutados por el fabricante, si es que los hubiera.

Planos de montaje

Los planos de montaje deberán incluir, como mínimo, la siguiente información:

- Los puntos en donde se requiere que las placas de respaldo sean removidas.
- En donde se permita mantener las placas de respaldo, indicar los puntos en donde se requiere soldaduras de filete adicionales.
- Los puntos en donde se requiere que las platinas de apoyo para soldar (Weld Tabs) sean removidas.
- Aquellas uniones o grupos de uniones en donde se requiera una disposición específica de ensamblaje, secuencias de soldadura, técnicas de soldadura u otras precauciones especiales.

Personal Involucrada

Inspectores de soldadura para el control de calidad (PCC).

Los profesionales responsables de la Inspección de Soldadura para el Control de Calidad (PCC) por parte del Contratista podrán ser Inspectores de soldadura certificados por la AWS (inspectores CWI), o en su defecto Ingenieros Mecánicos, Industriales o Civiles quienes tendrán un título de tercer o cuarto nivel en tecnología de la soldadura o inspección de soldadura. Todos ellos deberán estar familiarizados con las Normas ANSI/AWS D1.1 y ANSI/AWS D1.8 para el diseño sísmico de edificios.

Inspectores de soldadura para garantía de calidad (PGC).

Los Inspectores de Soldadura para el Control de Garantía de Calidad (PGC) por parte de la Fiscalización podrán ser Inspectores de soldadura certificados por la AWS (inspectores CWI), o en su defecto Ingenieros Mecánicos, Industriales o Civiles quienes tendrán un título de tercer o cuarto nivel en tecnología de la soldadura o inspección de soldadura. Todos ellos deberán estar familiarizados con las Normas ANSI/AWS D1.1 y D1.8 para el diseño sísmico de edificios. Todos los inspectores deberán estar bajo la directa supervisión del Fiscalizador de Estructuras del Proyecto.

Técnicos para ensayos no destructivos

Los técnicos encargados de los Ensayos No Destructivos (END) deberán ser calificados como se indica:

- Los criterios de aprobación deberán cumplir o exceder los Criterios de la Sociedad Americana para Ensayos No Destructivos: **SNT TC-1a**. Práctica Recomendada para el Entrenamiento y Calificación del Personal de Ensayos No Destructivos (*Recommended Practice for the Training and Testing of Nondestructive Personnel*), o de la ANSI/ASNT CP-189, Estándar para la Calificación y Certificación del Personal de Ensayos No Destructivos (*Standard for the Qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel*).
- Los ensayos de ultrasonido para el plan de Garantía de Calidad (QA) pueden ser ejecutados sólo por técnicos certificados como **ASNT Nivel III** o certificados como **Nivel II** para la detección de defectos. Si el Fiscalizador aprueba el uso de técnicas para determinar el tamaño de los defectos, los técnicos de UT deberán adicionalmente ser calificados y certificados para estas técnicas por la Agencia que los contrata.
- Los Ensayos de Partículas Magnéticas (MT) y los ensayos de tintas penetrantes (PT) para la Garantía de Calidad pueden ser ejecutados sólo por Técnicos Certificados como **Nivel II** por la Agencia que los contrata o certificados como **ASNT Nivel III** a través de pruebas realizadas por la ASNT y certificados por la Agencia que los contrata.

11.1. Procedimientos para ensayos no destructivos

Ensayos de ultrasonido

Los ensayos de ultrasonido deberán ser ejecutados de acuerdo a los procedimientos descritos en el código AWS D1.1 Sección 6, Parte F.

Ensayos de partículas magnéticas

Los Ensayos de Partículas Magnéticas deberán ser ejecutados según los procedimientos indicados en el código AWS D1.1.

11.2. Especificaciones adicionales de soldadura

Metal de aporte para procesos FCAW-S

Cuando los metales de aporte para soldaduras del tipo de alambre tubular autoprotegido FCAW-S son usados en combinación con los metales de aporte de otros procesos, incluyendo el proceso FCAW-G, deberá ser preparado un espécimen de ensayo y este deberá ser sometido a un ensayo mecánico para verificar que la tenacidad de los materiales combinados en la región de la soldadura satisfaga los requisitos de tenacidad de la Sección 7.3a del código ANSI/AISC 341-05 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*) y en caso de ser necesarios, que cumplan los requisitos de tenacidad para *soldaduras de demanda crítica* de la Sección 7.3b de dicho código.

Hidrógeno difusible en el metal de aporte

Los electrodos de soldadura y las combinaciones de alambres para los diferentes procesos deberán cumplir los requisitos para H16 (16ml máximo de hidrógeno difusible por cada 100 gramos de metal depositado de soldadura), ensayado en concordancia con AWS A4.3 (Métodos estándar para la determinación del contenido de hidrógeno difusible de metales de soldadura en acero Martensítico,

Bainítico y Ferrítico para soldadura de arco). (Excepción: alambre sólido para soldaduras de proceso GMAW). Los certificados de calidad del fabricante deberán ser considerados como prueba suficiente de que el metal de aporte cumple con este requerimiento. Para el efecto no serán requeridos ensayos de muestras del metal de aporte.

Procesos de soldadura utilizando protección gaseosa

Los procesos GMAW y FCAW-G no deberán ser ejecutados cuando existan vientos que excedan los 5 km/h (3 mph). Podrán ser utilizadas pantallas o refugios para proteger la operación de soldadura de vientos excesivos.

Máximas temperaturas interpases

Las máximas temperaturas interpases no deberán exceder los 290°C (550°F), medidos a una distancia que no exceda de 75mm (3 pulg.) del inicio del pase de soldadura. La máxima temperatura interpases puede ser incrementada por ensayos de calificación que incluyan ensayos de Charpy de Muesca en V (CVN) para el metal de aporte y para el metal base, usando el anexo III del código AWS D1.1. El acero usado para los ensayos de calificación deberá ser del mismo tipo y grado del que será usado en la producción de la estructura.

La máxima entrega térmica a ser usada en la producción de la estructura deberá ser empleada en el ensayo de calificación. La máxima temperatura calificada interpases deberá ser la temperatura más baja interpases utilizada para cualquier pase durante el ensayo de calificación. Deberán ser ensayadas las siguientes zonas: el metal base y la Zona Afectada por el calor (ZAC). El metal base deberá cumplir con todas las propiedades mecánicas requeridas por la Sección 7.3a del código ANSI/AISC 360-05, o lo indicado en la Sección 7.3b para soldaduras de demanda crítica, si fuese aplicable. La tenacidad de la Zona Afectada por el Calor (ZAC) deberá cumplir con los requisitos mínimos de 27J (20 lb-pie) a 21°C (70°F) con muestras tomadas a 1mm y a 5mm de la línea de fusión.

Platinas de respaldo lateral (*weld tabs*)

Donde sea práctico, las platinas de apoyo de soldadura se deberán extender más allá del borde de la unión un valor correspondiente al mayor de entre:

- 250 milímetros.
- El espesor del metal base a unir.

Donde sean usadas, las platinas de respaldo laterales (Weld Tabs) deberán ser removidas en un rango de 3mm (1/8 pulg.) en relación a la superficie del metal base. Se exceptúa en las placas de continuidad, donde la remoción en un rango de 6mm (1/4 pulg.) del borde de la placa es aceptable y en el extremo de la soldadura terminada. La remoción será por medio de plasma, corte con amoladora u oxicorte. Los procesos a utilizar deberán ser controlados para que el corte sea lo más recto posible. Los bordes donde las platinas de apoyo de soldadura hayan sido removidas deberán ser acabados a una superficie de rugosidad de 13µm (500µpulg.) o más. El contorno del borde de la soldadura proporcionará una transición suave, libre de irregularidades y esquinas con filo.

En las juntas en T, no se necesita proporcionar un radio mínimo de esquina. La soldadura de extremo deberá estar libre de socavaciones y discontinuidades. Los defectos de soldadura no mayores a 2mm (1/16 pulg.) de profundidad deberán ser reparados utilizando una pendiente no mayor a 1:5. Otros defectos de soldadura deberán ser reparados en concordancia con lo indicado en el Procedimiento de Soldadura aplicable.

Secuencia de soldadura para el cordón inferior

Cuando se utiliza los agujeros de acceso para facilitar las soldaduras de ranura de penetración completa en la unión del ala inferior de la viga con el ala de la columna o en placas de continuidad, la soldadura de ranura deberá ser ejecutada en la siguiente secuencia:

- Tanto como la práctica lo permita, las fases de inicio y de parada del pase de soldadura no deberán ser realizadas directamente bajo el alma de la viga.
- Cada cordón deberá ser completado a través del ancho de la sección del ala antes de iniciar el siguiente cordón.
- Para cada cordón, la fase de inicio y parada de la soldadura deberá ser en el lado opuesto del alma de la viga, si se compara con el cordón depositado previamente.

11.3. Especificaciones adicionales de soldadura para soldaduras de demanda crítica exclusivamente

Procesos de soldadura

Los procesos de soldadura tipo SMAW, GMAW (Excepto en transferencia por cortocircuito), FCAW y SAW pueden ser usados para fabricar y montar los elementos regidos por esta especificación. Otros procesos pueden ser usados, con tal que se cumpla con uno o más de los siguientes criterios:

- El proceso es parte de los detalles de la precalificación de una conexión, tal como se indica en el apéndice P del código ANSI/AISC 341-05.
- El proceso fue usado para ejecutar el ensayo de calificación de una conexión, en conformidad con lo indicado en el Apéndice S del código ANSI/AISC 341-05.
- El proceso deberá ser aprobado por el Fiscalizador de Estructuras del Proyecto.

Almacenamiento del metal de aporte

Los electrodos deberán ser proporcionados en paquetes que limiten la habilidad del electrodo para absorber humedad. Los electrodos de paquetes que ya hayan sido abiertos deberán ser secados en conformidad con las recomendaciones del fabricante, o no deberán ser usados para soldaduras de demanda crítica. Se prohíbe la lubricación del electrodo después de su elaboración.

Limitaciones en la exposición de electrodos

Después de retirados de su protección, el tiempo permisible de exposición al medio ambiente del metal de aporte deberá estar limitado como sigue:

- La exposición no deberá exceder las recomendaciones del fabricante.
- En la ausencia de las recomendaciones del fabricante, el tiempo total acumulado de exposición del metal de aporte no deberá exceder de 72 horas. Cuando el metal de aporte no esté en uso, este puede ser almacenado en su paquete de protección o en un gabinete. El tiempo de almacenaje no deberá ser incluido en el tiempo total acumulado de exposición. El material de aporte que ha sido expuesto a la atmósfera por períodos que excedan el tiempo límite de 72 horas deberán ser secados en concordancia con las recomendaciones del fabricante o no deberán ser usados para soldaduras de demanda crítica. Las recomendaciones del fabricante deberán incluir el tiempo de secado, la temperatura de secado y los números de ciclos de secado permitidos.
- Basado en la información de los inspectores, la aprobación del uso de este material

de aporte deberá ser realizado por el Fiscalizador de Estructuras.

Soldaduras de pre-armado

Las soldaduras de pre-armado que sirven para fijar las placas de respaldo deberán ser colocadas en una posición tal en la que puedan ser incorporadas como parte de la soldadura final.

11.4. Metal de aporte / especificación para el ensayo de verificación de la tenacidad.

Este punto proporciona un procedimiento para la calificación de la tenacidad del metal de aporte de soldadura.

Alcance

Este punto proporciona un método estándar para la calificación de ensayos del metal de aporte de soldadura requeridos para obtener el valor especificado de tenacidad para su utilización en uniones designadas como de demanda crítica.

Los ensayos del metal de soldadura a ser utilizados en la fabricación y/o montaje deberán ser ejecutados con un lote de la producción del proveedor, como se define en el código AWS A5.01, como se indica,

- Clase C3 para el metal de aporte de procesos SMAW.
- Clase S2 para el metal de aporte en procesos GMAW-S y SAW.
- Clase T4 para el metal de aporte en procesos GMAW-C.
- Clase F2 para el metal de aporte en procesos SAW.

El metal de aporte producido por fabricantes auditados y aprobados por una o más de las siguientes Agencias, estarán exentos de los requerimientos de la producción citada arriba:

- American Bureau of Shipping (ABS).
- Lloyds Register of Shipping.
- American Society of Mechanical Engineers (ASME).
- ISO 9000.
- US Department of Defense.
- Un programa de Garantía de Calidad (PGC) aceptado para el Fiscalizador de Estructuras.

Bajo esta excepción, el proveedor del metal de aporte deberá repetir el ensayo prescrito en este apéndice al menos cada 3 años en un lote de producción elegido arbitrariamente.

Condiciones de ensayo

Los ensayos deberán ser realizados en el rango de entregas térmicas para el cual el metal de aporte será calificado bajo la Especificación de Procedimiento de soldadura (PrS). Es recomendable que los ensayos sean realizados para los menores valores de entrega térmica indicados en la Tabla I-X-1 del Código ANSI/AISC 341-05, la misma que se reproduce en la [Tabla 5](#) los apéndices.

Alternativamente, el fabricante del metal de aporte o el contratista pueden elegir ensayar en un rango más amplio o más reducido de entregas térmicas o de temperaturas interpasas. El rango de entregas térmicas o temperaturas interpasas ensayadas deberán estar claramente indicado en los reportes finales y en la información para el usuario.

Sin importar el método de selección de la entrega térmica para el ensayo, la Especificación de Procedimiento de Soldadura (PrS), utilizada por el Contratista deberá estar dentro de los rangos de entrega térmica y temperaturas interpasas ensayadas.

Probetas de ensayo

Dos placas de ensayo, una para cada valor de entrega térmica, serán soldadas siguiendo la [Tabla 5](#) en los apéndices.

Cinco probetas para ensayos de CVN (Charpy de muesca en V) y una probeta para ensayo de ruptura de tracción deberán ser preparadas para cada placa. Cada placa será de acero, de cualquier grado estructural listado por el AISC. La placa de ensayo deberá ser de 19mm (3/4 pulg.) de espesor con una abertura de raíz de 13mm (1/2 pulg.) y un ángulo de bisel de 45°. La placa de ensayo y las probetas deberán ser como las indicadas en la [Figura 2A](#) del código AWS A5.20, o como se indica en la [Figura 5](#) del Código AWS A5.29. Excepto para los pases de raíz, un mínimo de 2 pases por capa deberán ser usados para rellenar la abertura.

Todas las probetas de ensayo deberán ser tomadas cerca de la línea central de la soldadura a la mitad del espesor, a fin de minimizar los efectos de la dilución. Las probetas para los ensayos de CVN y de tracción deberán ser preparadas en conformidad con el código AWS B4.0 Métodos estándar para el ensayo mecánico de soldaduras (*Standard Methods for Mechanical Testing of Welds*). La muestra ensayada deberá estar restringida durante la operación de soldeo, o pre-instalada a aproximadamente 5°, a fin de prevenir el alabeo en exceso de 5°. La muestra soldada que ha sufrido un alabeo mayor del 5° será descartada. La muestra soldada ensayada no deberá ser realineada o rectificada.

La muestra ensayada deberá ser asegurada con soldaduras de pre-armado y llevada a la temperatura especificada de precalentamiento. La verificación de la temperatura será realizada utilizando para el efecto los crayones térmicos o termómetros en una posición ubicada a 25mm (1 pulg.) del centro de la ranura como se muestra en la [Figura 4](#) del código antes citado. La soldadura deberá ser continua hasta que el conjunto haya alcanzado la temperatura de interpasas prescrita en la Tabla 4.11. La temperatura de interpasas deberá ser mantenida para el restante de la soldadura. En caso de que sea necesario interrumpir la soldadura, se deberá permitir que el conjunto se enfríe gradualmente al medio ambiente; posteriormente, para reiniciar la operación de soldar, el conjunto será precalentado a la temperatura prescrita de interpasas.

No es permitido ningún tratamiento térmico en las soldaduras o en las probetas de ensayo, excepto que la probetas para ensayo de rotura pueden ser envejecidas entre 93°C (200°F) y 104°C(220°F) por hasta 48 horas y luego enfriadas a la temperatura ambiente antes de ser ensayadas.

Criterios de aceptación

De las cinco probetas ensayadas para la prueba CVN, deberán de ser descartados el valor más alto y el valor más bajo de tenacidad obtenidos. Dos de los restantes tres valores deberán ser iguales o exceder la tenacidad especificada de 54 J (40 lb-pie) de nivel de energía a la temperatura ambiente. Uno de los tres puede ser más bajo, pero no menor de 41 J (30 lb-pie) y el promedio de los tres no deberá ser menor que el nivel de energía de 54 J (40 lb-pie). Todas las muestras deberán cumplir los valores de tenacidad para el metal de aporte indicados en la Sección 7.3b del Código ANSI/AISC 341-05 para soldaduras de demanda crítica.

Para metales de aporte clasificados como E70, el material deberá proporcionar un esfuerzo mínimo de fluencia de 400 MPa (58 ksi), una resistencia mínima a la ruptura por tracción de 480 Mpa (70ksi) y una elongación mínima de 22%. Para metales de aporte clasificados como E80, el material deberá proporcionar un esfuerzo mínimo de fluencia de 470 MPa (68ksi), una resistencia mínima a la rupturapor tracción de 550 MPa (80ksi) y una elongación mínima de 19%.

12. Referencias

[AISC 2007, Seismic Design Module 2, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.](#)

[ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.](#)

[ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.](#)

[ANSI/AISC 358-05, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.](#)

[ANSI/AISC 360-10, "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.](#)

[AWS \(2009\) Structural Welding Code-Seismic Supplement, AWS D1.8/D1.8M, American Welding Society, Miami, FL.](#)

[ANSI/AWS \(2000\), Standard Methods for Mechanical Testing of Welds \(Metric Customary Units\), AWS B4.0M, American Welding Society, Miami, FL.](#)

[ANSI/AWS \(2007\) Standard Methods for Mechanical Testing of Welds \(U.S. Customary Units\), AWS B4.0, American Welding Society, Miami, FL.](#)

[ASNT SNT TC 1a \(2001\), Recommended Practice for the Training and Testing of Nondestructive Testing Personnel.](#)

[Cassagne, A. \(2009\). "Especificaciones Técnicas de Construcción para PARM fabricados a partir de planchas soldadas". Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.](#)

[Emén, A. \(2008\). "Análisis, Diseño y Evaluación Sísmica de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento \(PEARM\) a base de planchas soldadas". Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.](#)

[Rojas, P. \(2003\). "Seismic Analysis, Design, and Evaluation of Post-Tensioned Friction Damped Connections for Steel Moment Resisting Frames". Disertación Doctoral, Universidad de Lehigh Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Bethlehem, P.A.](#)

[FEMA 350, Julio 2000, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.](#)

13. Apéndices

Puntos y frecuencias de inspección

Los puntos y frecuencias de inspección para el Control de Calidad (PCC) y las tareas y documentos generados por la Garantía de Calidad (PGC) para los Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) deberán seguir lo proporcionado en las siguientes tablas:

- Tareas de Inspección Visual antes de Soldar.
- Tareas de Inspección Visual durante la Operación de Soldadura.
- Tareas de Inspección Visual después de Soldar.

Las siguientes siglas son usadas en las tablas:

OBSERVAR (O) - El Inspector deberá observar todos los procesos diariamente, en forma aleatoria. Las operaciones de soldadura no deberán tener observaciones pendientes.

EJECUTAR (E) - Las inspecciones y la ejecución de ensayos no destructivos (END) deberán ser realizadas antes de la aceptación final del ítem. Cuando la tarea vaya a ser revisada tanto por el Control de Calidad (PCC) como por la Garantía de Calidad (PGC), será permitido coordinar ambas funciones, de manera que sea ejecutada por sólo una de las partes. Cuando la función de Garantía de Calidad (PGC) dependa de las funciones de inspección ejecutadas por el Control de Calidad (PCC), se requiere de la aprobación del Fiscalizador de Estructuras y de la Autoridad competente.

DOCUMENTAR (D) – El Inspector deberá preparar informes indicando que el trabajo ha sido ejecutado en conformidad con los documentos contractuales. El informe no necesita que sean proporcionadas medidas detalladas de preparación de juntas, Procedimientos de soldadura (PrS), soldaduras terminadas u otros puntos individuales indicados en las Tablas de las apéndices (Tabla 7 hasta Tabla 12) sobre: **Inspección visual de soldadura, Inspección de tareas de empernado y Otras inspecciones**. Para la fabricación en Taller, el informe deberá indicar la marca del elemento inspeccionado. Para el trabajo de montaje, el reporte indicará el o los ejes de referencia y el piso o nivel inspeccionado. El trabajo que no esté en conformidad con los documentos contractuales y los trabajos que inicialmente no hayan sido aprobados y que después hayan sido satisfactoriamente reparados deberán constar en el reporte de inspección.

Inspección visual de soldadura

TAREAS DE INSPECCIÓN VISUAL ANTES DE SOLDAR	CONTROL(PCC)		GARANTIA(PGC)	
	TAREA	REGISTRO	TAREA	REGISTRO
IDENTIFICACION DEL MATERIAL (TIPO/GRADO)	O	–	O	–
Soldaduras de ranura (Incluyendo la geometría de la junta)				
* Preparación de Junta				
* Dimensiones (alineación, apertura de la raíz, cara de la raíz, bisel)				
* Limpieza (condición de las superficies de acero)				
* Remate (calidad y ubicación de la soldadura de prearmado)				
* Tipo de respaldo y ajustes (si es aplicable)				
* Configuración y acabado de los agujeros de acceso	O	–	O	–
Soldaduras de filete				
* Dimensión (la alineación, las diferencias en la raíz)				
* Limpieza (condición de las superficies de acero)	E/O**	–	O	–
* Remate (calidad y ubicación de la soldadura de prearmado)				

** Esta tarea de inspección será realizada haciendo un seguimiento de 10 soldaduras ejecutadas por un soldador determinado. Cuando dicho soldador demuestre un adecuado entendimiento de los requerimientos solicitados y tenga las destrezas y herramientas para realizar dichas tarea, la designación de Ejecutar (E) puede cambiar a observar (O). Si el Inspector determina que el soldador ha descontinuado su rendimiento, la tarea retornará a (E) hasta el momento en que el Inspector considere que el soldador ha reestablecido la garantía en la ejecución de sus tareas.

Tabla 5: Tareas de Inspección Visual antes de Soldar

TAREAS DE INSPECCIÓN VISUAL DURANTE LA SOLDADURA	CONTROL(PCC)		GARANTIA(PGC)	
	TAREA	REGISTRO	TAREA	REGISTRO
WPS				
* Ajustes del equipo de soldadura				
* Velocidad de desplazamiento				
* Materiales de soldadura seleccionados				
* Tipo de Gas de protección de tipo / velocidad de flujo	O	-	O	-
* Pre calentamiento aplicado				
* Temperatura mantenida interpasos (min. / máx.)				
* Posición apropiada (Plana, Vertical, Horizontal, Sobrecabeza)				
* Evitar mezclar metales de aportación, a menos que sean aprobados				
Utilización de soldadores calificados	O	-	O	-
Control y manipulación de consumibles de soldadura				
* Embalaje	O	-	O	-
* Control a la exposición				
Condiciones ambientales				
* Velocidad del viento dentro de los límites	O	-	O	-
* Lluvias y temperatura				
Técnicas de soldadura				
* Interpasos y limpieza final	O	-	O	-
* Cada pasada dentro de las limitaciones de la sección.				
* Cada pasada cumple los requisitos de calidad				
No soldar sobre soldaduras de prearmado agrietadas.	O	-	O	-

Tabla 6: Tareas de Inspección Visual durante la Soldadura

Inspección de tareas de empernado

TAREAS DE INSPECCIÓN ANTES DEL EMPERNADO	CONTROL(PCC)		GARANTIA(PGC)	
	TAREA	REGISTRO	TAREA	REGISTRO
Pernos apropiados seleccionados para el detalle de junta.	O	-	O	-
Apropiado procedimiento de empernado para el detalle de junta	O	-	O	-
Los elementos a ser conectados están fabricados apropiadamente, incluyendo la preparación de la superficie y la preparación de los agujeros con los requisitos aplicables	O	-	O	-
Pruebas de verificación de Pre-instalación para grupos de pernos y métodos utilizados.	E	D	O	D
Adecuado almacenamiento para pernos, tuercas, arandelas y otros componentes de la conexión.	O	-	O	-

Tabla 7: Tareas de Inspección antes del Empernado

TAREAS DE INSPECCIÓN DURANTE EL EMPERNADO	CONTROL(PCC)		GARANTIA(PGC)	
	TAREA	REGISTRO	TAREA	REGISTRO
Asegurar que los pernos estén debidamente colocados en los orificios y con sus respectivas arandelas (si fuesen necesarias) .	O	-	O	-
Junta llevadas a la condición de estricto apretado antes de la operación de pretensado.	O	-	O	-
Pernos no apretados por la llave impedida de rotar.	O	-	O	-
Los pernos son sistemáticamente pretensionados desde el punto más rígido hacia los borde libres.	O	-	O	-

Tabla 8: Tareas de Inspección durante el Empernado

TAREAS DE INSPECCIÓN DESPUÉS DEL EMPERNADO	CONTROL(PCC)		GARANTIA(PGC)	
	TAREA	REGISTRO	TAREA	REGISTRO
Documento con las conexiones aceptadas y rechazadas.	E	E	E	E

Tabla 9: Tareas de Inspección después del Empernado

Otras tareas de inspección

OTRAS TAREAS DE INSPECCIÓN.	CONTROL(PCC)		GARANTIA(PGC)	
	TAREA	REGISTRO	TAREA	REGISTRO
Requisitos de la Sección de Viga Reducida (RBS), si fuese aplicable:	E	D	E	D
* Contorno y acabado				
* Tolerancias dimensionales				
Zonas protegidas - sin agujeros y detalles no aprobados realizados por el contratista	E	D	E	D

Tabla 10: Otras Tareas de Inspección

Condiciones de ensayo

TABLA I-X-1 WPS			
ENSAYO DE SOLDADURA PARA VERIFICACIÓN DE TENACIDAD Y			
CONDICIONES DE PRECALENTAMIENTO			
TASA DE ENFRIAMIENTO	ENTREGA TÉRMICA	PRECALENTAMIENTO ° F (° C)	TEMPERATURA INTERPASES °F(°C)
Ensayo con baja entrega térmica	30 KJ/in. (1.2 KJ/mm)	70 ± 25 (21 ± 14)	200 ± 50 (93 ± 28)
Ensayo con alta entrega térmica	80 KJ/in. (3.1 KJ/mm)	300 ± 25 (149 ± 14)	500 ± 50 (260 ± 28)

Tabla 11: Ensayo de Soldadura para Verificación de Tenacidad y Condiciones de Pre calentamiento

14. Apéndice: esquema conceptual de análisis de la NEC-SE-AC

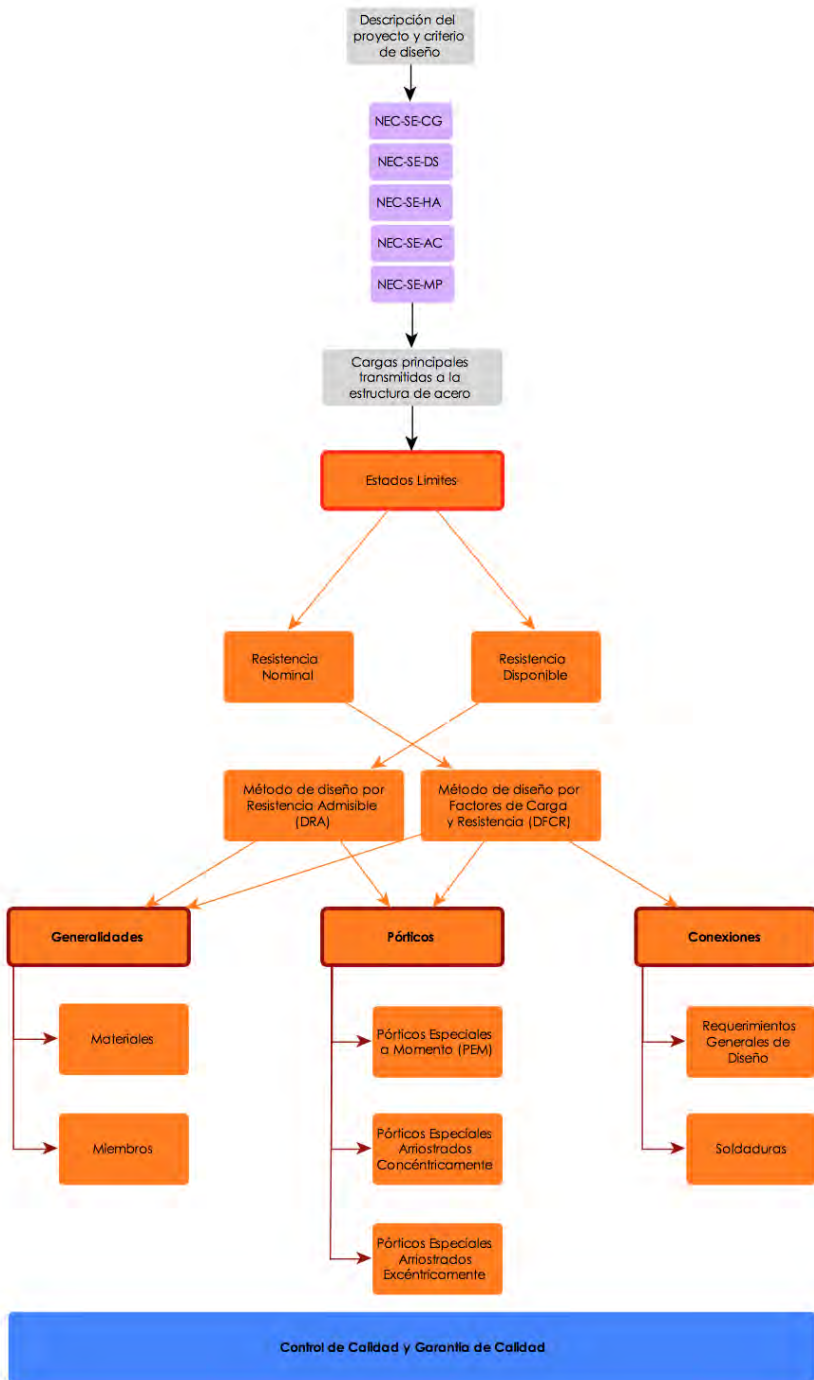


Figura 21: esquema conceptual de análisis de la NEC-SE-AC



Ministerio
de **Desarrollo**
Urbano y Vivienda

Para mayor información
puede contactar a
nec@miduvi.gob.ec

Síguenos en



[/ViviendaEcuador](#)



[@ViviendaEc](#)

www.habitatyvivienda.gob.ec



Ministerio
de Desarrollo
Urbano y Vivienda



Ministerio Coordinador
de Seguridad



Secretaría Nacional
de Gestión de Riesgos



Secretaría de
Educación Superior,
Ciencia, Tecnología e Innovación



MIDUVI

Av. Amazonas N24 -196 y Luis Cordero
Código Postal: 170517 / Quito - Ecuador