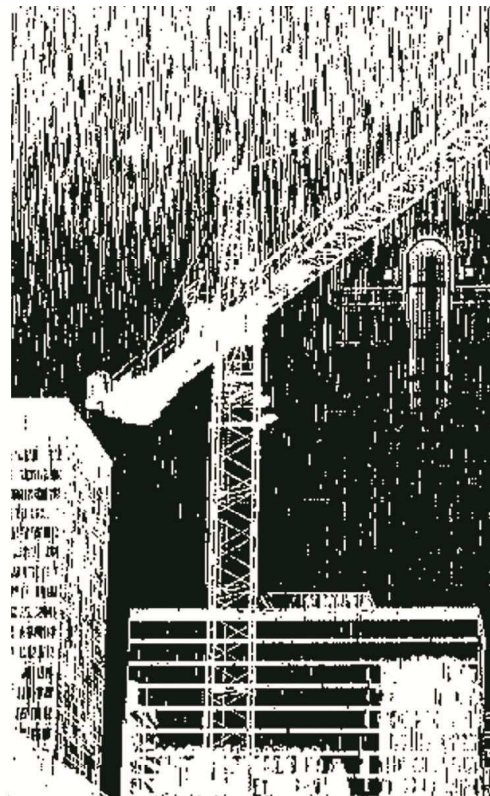


REGLAMENTO PARA DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO



R-028 Decreto
No.436-07



DGRS Dirección General de
Reglamentos y Sistemas

SEOPS
Secretaría de Estado
de Obras Públicas y Comunicaciones
REPÚBLICA DOMINICANA

UNIDAD 5

ESTRUCTURAS

Título 5

Reglamento para Diseño, Fabricación y Montaje en Estructuras de Acero

T A B L A D E C O N T E N I D O

Art. 1.- Consideraciones Generales	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Campo de Aplicación.....	1
1.3 Unidades y Títulos del Reglamento General de Edificaciones	1
1.4 Sanciones.....	2
1.5 Definiciones.....	2
1.6 Notaciones	4
1.7 Requerimientos Generales De Aplicación.....	7
1.8 Documentos del Proyecto Estructural	10
Art. 2.- Requisitos Generales de Diseño	12
2.1 Área Total.....	12
2.2 Área Neta	12
2.3 Área Efectiva en Miembros Sometidos a Tensión.....	12
2.4 Estabilidad.....	13
2.5 Pandeo Local.....	14
2.6 Arriostramiento en los Apoyos	18
2.7 Límites Máximos de la Relación de Esbeltez	18
2.8 Luces Simples	19
2.9 Restricción en los Extremos	19
Art. 3.- Pórticos y otras Estructuras	20
3.1 Efecto de Segundo Orden ($P\Delta$)	20
3.2 Estabilidad de Pórticos	21
Art. 4.- Miembros a Tensión	23
4.1 Resistencia de Diseño a Tensión	23
4.2 Miembros Compuestos.....	23
4.3 Miembros Conectados con Pasadores y Barra de Ojo.....	24
Art. 5.- Columnas y otros Miembros a Compresión	26
5.1 Longitud Efectiva	26
5.2 Resistencia de Diseño	26
5.3 Miembros Compuestos.....	29
5.4 Miembros a Compresión Conectados con Pasadores	30
Art. 6.- Vigas y otros Miembros a Flexión	31
6.1 Diseño por Flexión.....	31
6.2 Diseño por Cortante.....	35
6.3 Vigas de Alma Variable	38

T A B L A D E C O N T E N I D O

Art. 7.- Miembros Solicitados por Fuerzas Combinadas y Torsión	41
7.1 Miembros Simétricos Solicitados por Flexión y Fuerza Axial	41
7.2 Miembros Asimétricos y Miembros Solicitados por Torsión y Combinaciones de Torsión, Flexión, Corte, y/o Fuerza Axial	42
7.3 Fórmulas Alternativas para el Diseño de Miembros Sometidos a Solicitaciones Combinadas	42
Art. 8.- Miembros Compuestos (Acero-Hormigón)	46
8.1 Miembros a Compresión.....	46
8.2 Miembros a Flexión	48
8.3 Miembros a Flexión y Compresión.....	51
Art. 9.- Conectores de Cortante	52
9.1 Fuerza Cortante Horizontal.....	52
9.2 Resistencia de los Conectores de Cortante.	53
9.3 Número Requerido de Conectores de Cortante	54
Art. 10.- Conexiones, Juntas y Medios de Unión	55
10.1 Bases de Diseño	55
10.2 Conexiones Simples (Flexibles).....	55
10.3 Conexiones de Momentos (Rígidos).....	55
10.4 Conexiones Tipo Aplastamiento	55
10.5 Conexiones Tipo Fricción	56
10.6 Resistencia Mínima de las Conexiones	56
10.7 Resistencia de los Elementos Afectados en los Miembros Conectados.....	56
10.8 Resistencia de Diseño de los Elementos de Conexión	57
10.9 Soldaduras	58
10.10 Pernos y Partes Roscadas.	60
10.11 Pernos de Anclaje y Barras Embebidas.....	65
Art. 11.- Fabricación, Erección y Control de Calidad.....	68
11.1 Planos de Taller.....	68
11.2 Fabricación.....	69
11.3 Pintura de Taller	70
11.4 Montaje.....	70
Art. 12.- Formato del Reglamento	72
Art. 13.- Remisión del Reglamento	72
Comentarios	75
Ejemplos de Aplicación	81
1 Conexión Simple (a Cortante).....	81
2 Conexión Rígida (a Momento Flector)	83

DECRETO No. 436-07

CONSIDERANDO: Que es deber del Estado Dominicano garantizar la seguridad ciudadana mediante el establecimiento de requisitos mínimos para el diseño y construcción de las obras, acordes con nuestra realidad y avances tecnológicos.

CONSIDERANDO: La importancia de establecer medidas que garanticen el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas, de acuerdo a lineamientos que respondan a una estabilidad y seguridad estructural acordes a nuestras condiciones geológicas y sísmicas.

CONSIDERANDO: Que de acuerdo a la Ley No.687, de fecha 27 de Julio del 1982, la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines es la única autoridad estatal encargada de definir la política de reglamentación técnica de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines, mediante el sistema establecido en dicha ley.

VISTA: La Ley número 687, del 27 de julio de 1982, que crea un sistema de reglamentación para la preparación y ejecución de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines;

En ejercicio de las atribuciones que me confiere el Artículo 55 de la Constitución de la República, dicto el siguiente:

REGLAMENTO PARA DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE EN ESTRUCTURAS DE ACERO

ART. 1.- CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 OBJETIVOS

El presente Reglamento establece los requerimientos mínimos para el diseño, construcción y montaje de estructuras metálicas en general, tomando como base el desarrollo de un modelo estructural apropiado, el análisis del comportamiento del mismo, la selección y el diseño de los diferentes elementos y uniones, acordes al resultado del análisis, así como la verificación y la comprobación de los resultados, con el fin de garantizar la seguridad del usuario de dicha Estructura.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

La aplicación de este Reglamento se limita a edificaciones o miembros estructurales metálicos sometidos a cargas gravitacionales, como las cargas permanentes, el peso propio, sobrecargas; a cargas laterales, como la carga de vientos, y de impacto, como las generadas por grúa-puente. Para el diseño sísmico de la edificación será aplicado el Título 1 de la Unidad 5: "Cargas Mínimas".

Este Reglamento cubre el diseño de pórticos como unidad estructural, así como el diseño de los elementos estructurales que componen una edificación metálica: vigas, columnas, placas de empalmes, riostras, techos metálicos, pernos de anclaje, bases de apoyo, conectores, barras y otros. También cubre los trabajos de taller y de montaje respectivos. Este Reglamento se limita al uso de perfiles laminados en caliente.

1.2.1 APLICACIÓN TRANSITORIA

El presente Reglamento se ajustará a los requisitos del Reglamento M-001 sobre Análisis Sísmico de Estructuras vigente, hasta tanto sea sustituido por el título 1 de la unidad 5: Cargas Mínimas.

1.3 UNIDADES Y TÍTULOS DEL REGLAMENTO GENERAL DE EDIFICACIONES

El Reglamento General de Edificaciones lo conforman las siguientes unidades y títulos, incluida esta unidad, las cuales serán de aplicación obligatoria para la debida concepción de los proyectos, así como para la ejecución, inspección y supervisión de las obras en cuestión; de igual modo, le serán aplicables los demás reglamentos vigentes necesarios para estos fines:

- **UNIDAD 1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE APLICACIÓN Y TRAMITACIÓN DE PLANOS**
- **UNIDAD 2. DISPOSICIONES ARQUITECTÓNICAS**
- **UNIDAD 3. SISTEMAS DE SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS**
- **UNIDAD 4. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**
- **UNIDAD 5. ESTRUCTURAS**
 - o *TÍTULO 1: CARGAS MÍNIMAS*
 - o *TÍTULO 2: HORMIGÓN ARMADO*

- o TÍTULO 3: MAMPOSTERÍA
- o TÍTULO 4: MADERA
- o TÍTULO 5: ACERO
- o TÍTULO 6: ANÁLISIS Y DISEÑO BÁSICO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.
- o TÍTULO 7: METODOLOGÍA PARA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD Y
- o REDISEÑO DE REFUERZO EN EDIFICACIONES
- **UNIDAD 6. SISTEMAS ELÉCTRICOS EN EDIFICACIONES**
 - o TÍTULO 1: INSTALACIONES ELÉCTRICAS EN EDIFICACIONES
- **UNIDAD 7. SISTEMAS SANITARIOS**
 - o TÍTULO 1: INSTALACIONES SANITARIAS EN EDIFICACIONES Y PROYECTOS DE URBANIZACIÓN
- **UNIDAD 8. SISTEMAS MECÁNICOS**
 - o TÍTULO 1: VENTILACIÓN Y AIRE ACONDICIONADO
 - o TÍTULO 2: SISTEMAS DE REFRIGERACIÓN
 - o TÍTULO 3: SISTEMAS DE SUMINISTRO Y DISTRIBUCIÓN DE GAS.
- **UNIDAD 9. ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN**

1.4 SANCIONES

El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Reglamento, conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la ley 687.

1.5 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones corresponden a los términos más utilizados en el presente Reglamento.

- **Acero Estructural.** Material aleado, laminado en caliente que cumple con las especificaciones ASTM, usado como elemento del pórtico necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura.
- **AISC.** Instituto Americano de la Construcción de Acero, Inc.
- **ASTM.** Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.
- **AWS.** Sociedad Americana de Soldadura.
- **Carga Muerta.** Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de ambientes y el peso de equipos permanentes.

- **Carga de Servicio.** Todas las cargas, permanentes (muertas) o transitorias (vivas), que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.
- **Carga Viva.** Carga debida al uso y la ocupación de la estructura y que no tiene carácter permanente.
- **Columna.** Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 ó más.
- **Conexión.** Combinación de uniones utilizadas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Se clasifican de acuerdo a la fuerza transmitida.
- **Conectores.** Elementos de acero que cumplen con las especificaciones ASTM y AWS usados en el diseño de las uniones de los miembros estructurales del pórtico.
- **Correas.** Término usado en cubierta de techo. Largueros o vigas horizontales que soportan la cubierta de techo y cubren el vano o distancia entre pórtico.
- **Diseño.** Procedimiento mediante el cual se verifica que los elementos de acero estructural resisten las sollicitaciones obtenidas del análisis de la estructura, y se determina la sección requerida para resistir dichas sollicitaciones.
- **Esfuerzo.** Intensidad de fuerza por unidad de área.
- **Estado Límite de Rotura.** Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o el hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.
- **Estado Límite de Servicio.** La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.
- **Factores de Carga.** Son factores por los que deben multiplicarse las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.
- **Factor de Reducción de Resistencia ϕ .** Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.
- **Flexión Compuesta.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.
- **Flexión Oblicua.** Flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.
- **Flexión Oblicua Compuesta.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.
- **Flexión Simple.** Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.
- **Fuerza Axial.** Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.

- **Fuerza Cortante.** Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.
- **Junta.** Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes.
- **Memoria de Cálculos.** Justificación técnica de las dimensiones, secciones y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.
- **Módulo de Elasticidad.** Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.
- **Pernos.** Anclajes, barras de acero laminado que cumple con las especificaciones ASTM, diseñado para unir elementos estructurales de acero con el hormigón en los apoyos.
- **Placa de Apoyo.** Elemento de acero laminado que cumple con las especificaciones ASTM, diseñada para distribuir las reacciones de apoyo de la viga o la columna sobre la base de hormigón.
- **Pórtico.** Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.
- **Rigidizadores.** Elementos de acero estructural diseñados para rigidizar el alma de las vigas o columnas cuando los esfuerzos por cortante así lo requieran.
- **Riostras.** Elemento de acero estructural diseñado para dar estabilidad lateral al pórtico.
- **SEOPC.** Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones de la República Dominicana.
- **Tillas.** Término usado en cubierta de techo. Elementos secundarios de acero estructural diseñados para dar soporte lateral a las correas.
- **Viga.** Elemento estructural, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flexor, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

1.6 NOTACIONES

- A_t Área total de la sección transversal.
- A_n Área correspondiente a la sección neta.
- A_e Área neta efectiva.
- A_{pb} Área proyectada del perno para efecto de aplastamiento.
- A_f Área total del ala.
- A_w Área del alma o Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.
- B_1, B_2 Coeficientes usados en el cálculo de M_u para sollicitaciones de flexión y fuerza normal determinados por análisis de primer orden.
- C_b Coeficiente de flexión que depende del gradiente de momentos.

- C_m Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción P-M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes.
- C_w Constante de alabeo.
- E Módulo de elasticidad del acero.
- F_{cr} Tensión crítica.
- F_e Tensión de pandeo elástico.
- F_r Tensiones residuales de compresión en el ala.
- F_u Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.
- F_v Tensión teórica a cortante en conexiones de deslizamiento crítico.
- F_w Resistencia teórica de la soldadura aportada por el electrodo.
- F_y Tensión de cedencia mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
- F_{yf} Tensión de cedencia mínima especificada del acero del ala.
- F_{yw} Tensión de cedencia mínima especificada del acero del alma.
- G Módulo de elasticidad al corte del acero.
- I Momento de inercia.
- J Constante de torsión uniforme.
- L Longitud real no arriostrada lateralmente.
- L Longitud de la conexión medida en la dirección de la sollicitación.
- L_b Longitud no arriostrada lateralmente; distancia entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o contra la torsión de la sección transversal.
- L_c Longitud de conector de cortante tipo canal.
- L_p Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión, considerando una distribución uniforme de momento ($C_b = 1.0$).
- L_{pd} Valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente en un análisis plástico.
- L_r Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional.

- **M** Momento flector.
- **M₁** El menor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
- **M₂** El mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
- **M_A, M_B, M_C** Valor absoluto de los momentos calculados a $0.25L_b$, $0.50L_b$, y $0.75L_b$, respectivamente.
- **M_{cr}** Momento crítico de pandeo elástico.
- **M_p** Momento plástico teórico.
- **M_r** Momento límite de pandeo; igual al M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$ y $C_b = 1.0$
- **M_u** Momento flector mayorado.
- **M_y** Momento correspondiente a la cedencia de la fibra más extrema en la distribución elástica.
- **P_e** Carga normal de pandeo elástico.
- **P_{e1}, P_{e2}** Carga normal de pandeo elástico en pórticos arriostrados y pórticos no arriostrados, respectivamente, calculada según la fórmula de Euler.
- **P_n** Resistencia teórica a fuerza normal de tracción o compresión.
- **P_u** Solicitación mayorada de tracción o compresión.
- **Q_n** Resistencia teórica al cortante horizontal de un conector de cortante.
- **S_x** Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor.
- **T_u** Momento torsor mayorado.
- **V_u** Fuerza cortante mayorada.
- **Z** Módulo plástico de sección.

1.6.1 COMENTARIOS

Los acápites que contengan el símbolo (►) previo al número del acápite, tienen un comentario aclaratorio en el anexo de este Reglamento. En el anexo, el comentario tendrá el número del acápite al que corresponda en el Reglamento, y estará precedido por la letra C.

1.7 REQUERIMIENTOS GENERALES DE APLICACIÓN

1.7.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS

1.7.1.1 ESTRUCTURAS TOTALMENTE EMPOTRADAS

Este término será aplicable cuando las conexiones tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos entre las intersecciones de sus miembros. Estas estructuras se conocen también como estructuras de marcos rígidos o de marcos continuos.

1.7.1.2 ESTRUCTURAS SEMI-EMPOTRADAS

Será aplicable cuando las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre las intersecciones de sus miembros. La resistencia y la ductilidad de las conexiones en estructuras semi-empotradas deberán tenerse en cuenta en el análisis y diseño, para garantizar el debido comportamiento y seguridad de la estructura.

1.7.1.3 ESTRUCTURAS SIMPLEMENTE APOYADAS

Será aplicable este término cuando las conexiones trabajan por cortante solamente y quedan en libertad de rotar. Las conexiones y los miembros conectados bajo esta condición deben ser los adecuados para resistir como “viga simple” las cargas gravitacionales factorizadas, las cargas laterales factorizadas y/o la combinación de ambas.

El tipo de estructura asumido para el diseño deberá ser indicado en el análisis presentado en la memoria de los cálculos. Se tendrá en cuenta que el diseño de las conexiones deberá ser consistente con el tipo de estructura asumido.

1.7.2 MATERIALES

1.7.2.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

En el diseño se usarán las propiedades del acero dadas a continuación:

- Módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf / cm}^2$
- Módulo de corte $G = E / 2.6 \approx 8.08 \times 10^5 \text{ kgf / cm}^2$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$
- Peso unitario $\gamma = 7850 \text{ kgf / cm}^3$
- Coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ \text{C}$

1.7.2.2 ACERO ESTRUCTURAL

Se acepta el uso de los materiales que cumplan con los estándares de las normas NORDOM vigentes y/o las equivalentes a las siguientes normas ASTM:

- **ASTM A36:** Acero estructural.
- **ASTM A53:** Tuberías de acero solado y sin costura, galvanizadas o no, grado b.
- **ASTM A242/A242M:** Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.
- **ASTM A514/514M:** Plancha de acero aleado templado y revenido, de alta resistencia, adecuada para soldadura.
- **ASTM A529/A529M:** Acero estructural al carbono-manganeso de alta resistencia.
- **ASTM A570/570M:** Planchas y pletinas de acero al carbono laminado en caliente de calidad estructural, grados 40,45 ó 50.
- **ASTM A618:** Tuberías estructurales de alta resistencia y baja aleación formadas en caliente, soldadas y sin costura.

Se permite el uso de acero no identificado, solamente en detalles menores donde las propiedades físicas exactas de acero y su soldadura no afecten la resistencia y el comportamiento de la estructura.

1.7.2.3 FUNDICIONES Y PIEZAS FORJADAS DE ACERO

Los aceros de fundición deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones ASTM o la norma dominicana equivalente:

- **ASTM A27/A27M:** Fundición de Acero al Carbono de Baja a Media Resistencia para Aplicaciones Generales, Grado 65-35.
- **ASTM A148/A148M:** Fundiciones de Acero de Alta Resistencia para Usos Estructurales, Grado 80-50.

Las piezas forjadas de acero se regirán por la especificación de la ASTM siguiente:

- **ASTM A668/A668M:** Forjas de acero al carbono y aleación para uso industrial en general.

1.7.2.4 TORNILLOS, ARANDELAS Y TUERCAS

Los Tornillos, Arandelas y Tuercas de Acero se ajustarán a una de las especificaciones de la ASTM siguientes:

- **ASTM A307:** Tornillos y espárragos de acero al carbono con resistencia a la tensión de 4219kgf/cm² (60ksi).
- **ASTM A325/A325M:** Tornillos de acero estructural tratados térmicamente, con resistencia mínima a la tensión de 8,437/7,382kgf/cm² (120/105ksi).
- **ASTM A449:** Tornillos y espárragos de acero templado y revenido.
- **ASTM A490/A490M:** Tornillos de acero tratados térmicamente con resistencia mínima a la tensión de 10,546kgf/cm² (150ksi).

- **ASTM A563/A563M:** Tuercas de acero al carbono y acero aleado.
- **ASTM F436:** Arandelas de acero endurecido

1.7.2.5 PERNOS DE ANCLAJES Y BARRAS ROSCADAS

Los pernos de anclajes y barras roscadas de acero se ajustarán a una de las siguientes especificaciones ASTM o su equivalente en NORDON:

- **ASTM A36/A36M:** Acero estructural.
- **ASTM A354:** Pernos, espárragos y otros conectores de acero aleado templado y revenido roscado externamente.
- **ASTM A588/A588M:** Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con una resistencia mínima a la tensión de $4,922\text{kgf/cm}^2$ (70ksi), hasta 100mm de espesor.

El material A449 es aceptable para pernos de anclajes y barras roscadas, independientemente de su diámetro.

1.7.2.6 CONECTORES DE CORTANTE

Los conectores de cortante tipo espárrago se ajustarán a los requisitos de la norma AWS D1.1

1.7.2.7 METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS

Los electrodos y fundentes para las soldaduras se ajustarán a las especificaciones de la AWS.

1.7.3 CARGAS Y COMBINACIONES

1.7.3.1 Las cargas nominales y las cargas factorizadas aplicadas a la edificación, incluyendo cargas por impacto y cargas móviles por grúas-puente, deberán ser aplicadas de acuerdo al Título1 Unidad 5 "Cargas Mínimas".

1.7.3.2 Los factores de carga para los casos más generales de a) cargas permanentes y sobrecargas, b) cargas permanentes, sobrecargas y cargas por viento, pueden ser tomados del AISC-99:

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 0.5L + 1.3W$$

D = Carga Muerta	L = Carga Viva	W = Carga de Viento
------------------	----------------	---------------------

1.7.4 BASES DE DISEÑO

El método de diseño, fabricación y montaje de las estructuras metálicas se regirá por los principios ya desarrollados de "Diseño de Edificaciones Metálicas por el Método de Factores de Carga y Resistencia",

mejor conocido por sus siglas en Inglés “LRFD”. Como método alternativo se podrá usar el “Diseño de Edificaciones Metálicas por el Método de los Esfuerzos Permisibles y Diseño Plástico”, también denominado “ASD” por sus siglas en inglés. Este método alterno incluye sus definiciones, simbologías y sus apéndices.

1.8 DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

► 1.8.1 MEMORIA DE CÁLCULOS

Será presentada la memoria de cálculos del proyecto estructural, la cual describirá de forma detallada los criterios de análisis y diseños estructurales adoptados, y los principales resultados del análisis y dimensionado de las secciones de los elementos estructurales de acero y sus conexiones, con el fin de garantizar que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto. También se presentarán los cálculos de los elementos estructurales de hormigón considerados en el modelo y las fundaciones.

La memoria descriptiva del proyecto estructural indicará, como mínimo, lo siguiente:

- Descripción del sistema estructural. (Modelo)
- Ubicación de los miembros, especialmente los detalles de los miembros, juntas y conexiones que son esenciales para la integridad de toda la estructura.
- Cargas consideradas
- Características y resistencia de los aceros usados.
- Resultados de los análisis y diseños de los elementos estructurales.
- Diseño de las conexiones.
- Diseño elementos hormigón y/o mampostería.
- Diseño de las fundaciones.
- Diseño de cubiertas y fachadas.

1.8.2 INFORME DE MECÁNICA DE SUELO

Las cimentaciones de apoyo para las edificaciones metálicas deben estar diseñadas según se establece en el Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones, Unidad 4 del Reglamento General de Edificaciones.

1.8.3 PLANOS DEL PROYECTO

Los planos de diseño deben mostrar un plano general en planta, completo, dimensionado, y las elevaciones necesarias para mostrar todos los lados del diseño, con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de todos los miembros, juntas y conexiones de la estructura.

Los niveles de piso, los centros de las columnas y las excentricidades de sus ejes deben estar acotados. Los planos se dibujarán a una escala suficientemente grande para poder apreciar fácilmente los detalles del diseño, no menor de 1/100.

Cuando se requiera contraflechas en vigas y celosías, éstas deberán precisarse en los planos.

Igualmente debe indicarse en los planos los requisitos para rigidizadores y arriostramientos.

En los planos deberá aparecer la información siguiente:

- Código usado para el Diseño.
- Cargas de Diseño.
- Calidad de los Materiales.
- Detalles Conexiones.
- Si la construcción compuesta es apuntalada o no.
- Detalle empalme estructura de acero con base de hormigón.
- Detalle de elementos cuyas longitudes no son transportables, tomando en consideración su ejecución en campo y la seguridad en la obra.

1.8.4 SISTEMA DE UNIDADES

Las unidades empleadas en este Reglamento corresponden al Sistema Técnico MKS, Metro-Kilogramo fuerza-Segundo. En las fórmulas se usarán unidades consistentes, y a menos que se indique específicamente de otra manera, se usarán las siguientes unidades:

➔ Dimensiones:

En las fórmulas (L, d, h, t, t _w , etc.)	cm
En el detallado de las secciones y piezas de acero	mm
Ángulos planos	grados sexagesimales (°)
Áreas	cm ²
Energía, trabajo	kgf·m
Fuerzas	Kgf
Momentos	kgf·m
Esfuerzos	kgf / cm ²

ART. 2.- REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 ÁREA TOTAL

Para fines de este Reglamento, se considerará como el área total de la sección transversal (A_t) en un punto cualquiera de un miembro, a la suma de las áreas de sus elementos componentes, obtenidas al multiplicar el espesor por el ancho correspondiente de cada elemento, medido perpendicularmente al eje del miembro.

2.2 ÁREA NETA

El área neta de la sección transversal, (A_n), se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor por el ancho neto de cada uno de sus componentes. El ancho neto se calculará como se indica a continuación:

Para elementos sometidos a tensión, el diámetro de los agujeros se tomará 2mm (1/16") mayor que el diámetro nominal del agujero ó 3mm (1/8") mayor que el diámetro nominal del tornillo.

Para cortante, se tomará el diámetro nominal de los agujeros, de acuerdo a lo siguiente:

→ Cuando los agujeros están en línea recta perpendicular al eje longitudinal:

$$A_n = A_t - A_{ag} \quad (2.1)$$

→ Cuando los agujeros están escalonados:

$$A_n = A_t - A_{ag} + s^2/4g \quad (2.2)$$

→Donde:

A_{ag} = Área total agujeros

s = Distancia centro a centro de dos agujeros consecutivos, medidos paralelos al eje longitudinal del miembro, denominada paso.

g = Distancia centro a centro de los mismos dos agujeros medidos transversalmente al eje longitudinal del miembro, denominada gramil.

2.3 ÁREA EFECTIVA EN MIEMBROS SOMETIDOS A TENSIÓN

2.3.1 Cuando la sollicitación de tensión se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal por medio de tornillos o soldadura, se considerará que el área efectiva (A_e) es igual al área neta, (A_n).

2.3.2 Cuando la sollicitación de tensión se transmite por medio de tornillos a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área efectiva se calculará multiplicando el área neta (A_n) por un factor de reducción (ϕ_a).

$$A_e = \phi_a A_n \quad (2.3)$$

→ Los valores para ϕ_a serán los siguientes:

Los perfiles con ancho de alas mayores que 2/3 de su peralte, conectados por las alas y con tres o más conectores por hilera en la dirección de la fuerza	$\phi_a = 0.90$
Los perfiles con ancho de alas menores que 2/3 de su peralte, conectados por las alas y con tres o más conectores por hilera en la dirección de la fuerza	$\phi_a = 0.85$
Todos los miembros con conexiones atornilladas con sólo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza	$\phi_a = 0.75$

2.3.3 Cuando la sollicitación de tensión es transmitida a través de soldadura transversal a alguno, pero no a todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área efectiva será igual al área de las partes directamente conectadas.

2.3.4 Cuando la sollicitación de tensión se transmite por soldadura a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área efectiva se calculará multiplicando el área total (A_t) por un factor de reducción (ϕ_a).

$$A_e = \phi_a A_t \quad (2.4)$$

2.3.5 Cuando la sollicitación de tensión se transmite a una chapa por medio de soldadura longitudinal a lo largo de ambos bordes del extremo de la misma, el área efectiva se calculará multiplicando el área de la chapa (A_t) por el factor de reducción (ϕ_a). La longitud de la soldadura, L , no será menor que el ancho de la chapa, w .

→ Los valores de ϕ_a serán los siguientes:

- Cuando $L > 2w$ $\phi_a = 1.0$
- Cuando $2w > L > 1.5w$ $\phi_a = 0.87$
- Cuando $1.5w > L > w$ $\phi_a = 0.75$

2.4 ESTABILIDAD

Se deberá proporcionar estabilidad general a la estructura en conjunto, así como a cada uno de sus elementos.

Deben considerarse en el diseño, los efectos significativos de cargas sobre la estructura deformada y sus elementos individuales a fin de que las deformaciones y los periodos de vibraciones estén conforme a los criterios de serviciabilidad de la estructura.

2.5 PANDEO LOCAL

► 2.5.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES

Los miembros de acero estructural se clasificarán en función de su sección transversal y los valores de la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos en:

- **Secciones Compactas:** sus alas están conectadas continuamente al alma o almas, y la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos no excede los valores del parámetro de esbeltez local. (λ_p).
- **Secciones No Compactas:** la relación ancho/espesor de uno o más elementos a compresión de la sección transversal excederá el valor del parámetro (λ_p); pero no el valor del parámetro de esbeltez local límite (λ_r).
- **Secciones Con Elementos Esbeltos:** la relación ancho/espesor de cualquier elemento comprimido de la sección transversal excede el valor del parámetro de esbeltez local límite (λ_r).

Los elementos de la sección también se clasifican en:

- a. **Elementos Rigidizados:** aquellos elementos planos uniformemente comprimidos que tienen soporte lateral a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Para éstos, el ancho se tomará como sigue:
 - Para almas de perfiles laminados, h será la distancia libre entre alas menos el radio de transición en ambas alas.
 - Para almas de sección armada, h es la distancia entre línea adyacente de conectores o la distancia libre entre alas cuando es usada soldadura.
 - Para las alas o las chapas de diafragma en secciones compuestas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o entre líneas de soldadura.
- b. **Elementos No Rigidizados:** aquellos elementos planos uniformemente comprimidos, que tienen un borde libre paralelo a la dirección de la fuerza de compresión. Para estos elementos el ancho se tomará como sigue:
 - Para alas de los perfiles I y T el ancho b es la mitad del ancho nominal total b_f .
 - Para alas de canales, angulares, el ancho b es igual al ancho nominal total b_f .
 - Para alas de secciones armadas, el ancho b es la distancia del borde libre a la primera hilera de conectores o línea de soldaduras.
 - Para las almas de sección T, h es la altura nominal total d.

TABLA 2.1(A).
LÍMITES DE LA RELACIÓN ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS
COMPRESIDOS NO RIGIDIZADOS

Descripción del Elemento	Relación Ancho/Espesor	Valores Límites	
		λ_p (compacta)	λ_r (no compacta)
Alas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitados por flexión	b/t	$0.38\sqrt{E/F_Y}$	$0.83\sqrt{E/(F_Y - F_r)}$ (a)
Alas de vigas híbridas en forma de I o vigas soldadas solicitadas por flexión	b/t	$0.38\sqrt{E/F_Y}$	$0.95\sqrt{E[(F_Y - F_r)/K_c]}$ (a),(b)
Lados principales de ángulos dobles en contacto continuo; en alas de canales en compresión axial; ángulos y planchas que sobresalgan de vigas o miembros comprimidos	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_Y}$
Alas comprimidas que sobresalgan de los miembros de sección compuesta	b/t	NA	$0.64\sqrt{E/(F_Y - K_c)}$ (b)
Alas de ángulos sencillos a compresión; alas de ángulos dobles a compresión con separadores	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_Y}$
Almas de perfiles T	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_Y}$

$F_r = 703\text{kgf/cm}^2$ en perfiles laminados

$F_r = 1160\text{kgf/cm}^2$ en perfiles soldados

$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, entre los límites: $0.35 \leq K_c \leq 0.763$

TABLA 2.1(B)
LÍMITES DE LA RELACIÓN ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS
COMPRESIDOS RIGIDIZADOS

Descripción del Elemento	Relación Ancho/Espesor	Valores Límites	
		λ_p (compacta)	λ_r (no compacta)
Alas de secciones en cajón rectangulares, y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; platabandas y chapas de diafragma entre línea de conectores o soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{E/F_Y}$	$1.40 \sqrt{E/F_Y}$
Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso.	b/t	NA	$1.86 \sqrt{E/F_Y}$
Almas en compresión por flexión	h/t_w	$3.76 \sqrt{E/F_Y}$	$5.70 \sqrt{E/F_Y}$
Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b/t h/t_w	NA	$1.49 \sqrt{E/F_Y}$
Secciones circulares huecas: En compresión axial En flexión	D/t	NA $0.07 E/F_Y$	$0.11 E/F_Y$ $0.31 E/F_Y$
Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión	h/t_w	Para $P_U/\phi_b P_Y \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_Y (1 - 2.75 P_U / \phi_b P_Y)}$ Para $P_U/\phi_b P_Y > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_Y (2.33 - P_U / \phi_b P_Y)}$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_Y}$	$5.70 \sqrt{E/F_Y \left[1 - 0.74 \frac{P_U}{\phi_b P_Y} \right]}$

2.5.2 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO

Se permite el diseño plástico para las secciones en las cuales las alas comprimidas en la zona donde se espera la formación de rótulas plásticas y el alma en cualquier sección, tienen la relación ancho/espesor menor o igual al valor límite (λ_p) establecido en la Tabla 2.5.1.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial en los miembros debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.85\phi_c A_t F_y$. En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial de las columnas, debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas, no excederá $0.75\phi_c A_t F_y$.

Estará limitado a los aceros con tensiones de cedencia, inferiores a $4,570\text{kg/cm}^2$ (65ksi).

2.5.3 ELEMENTOS ESBELTOS A COMPRESIÓN

La resistencia de diseño de elementos esbeltos a compresión estará modificada por el factor de reducción Q_s , apropiado para cada caso. Así como cuando el elemento esbelto es el ala comprimida de un miembro a flexión, el esfuerzo de flexión máximo requerido no excederá el valor de $\phi_b F_y Q_s$; donde $\phi_b = 0.90$.

Los valores de Q_s se obtendrán como sigue:

a. Para angulares simples:

→ Cuando:

$$0.45\sqrt{E/F_y} < b/t < 0.91\sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.76(b/t)\sqrt{F_y/E} \quad (2-5)$$

→ Cuando

$$b/t > 0.91\sqrt{E/F_y} : Q_s = 0.53E/[F_y(b/t)^2] \quad (2-6)$$

b. Para alas, angulares y chapas que sobresalgan de vigas o columnas u otro miembro comprimido:

→ Cuando

$$0.56\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03\sqrt{E/F_y} : Q_s = 1.415 - 0.74(b/t)\sqrt{F_y/E} \quad (2-7)$$

→ Cuando

$$b/t \geq 1.03\sqrt{E/F_y} : Q_s = 0.69E/[F_y(b/t)^2] \quad (2-8)$$

c. Para alas, angulares y chapas que sobresalgan de columnas armadas o de otros miembros a compresión:

→ Cuando

$$0.64\sqrt{E/(F_Y/K_C)} < b/t < 1.17\sqrt{E/(F_Y/K_C)}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.65(b/t)\sqrt{F_Y/K_C E} \quad (2-9)$$

→ Cuando

$$b/t \geq 1.17\sqrt{E/(F_Y/K_C)} : Q_s = 0.90 EK_C / [F_Y (b/t)^2] \quad (2-10)$$

$K_C = 4/\sqrt{h/t_w}$; $0.35 \leq K_C \leq 0.763$. Para secciones de perfiles laminados.
Para otras secciones:
 $K_C = 0.763$

d. Para almas de perfiles T:

→ Cuando

$$0.75\sqrt{E/F_Y} < b/t < 1.03\sqrt{E/F_Y} : Q_s = 1.908 - 1.22(D/t)\sqrt{F_Y/E} \quad (2-11)$$

→ Cuando

$$b/t \geq 1.03\sqrt{E/F_Y} : Q_s = 0.69/[F_Y (b/t)^2] \quad (2-12)$$

2.6 ARRIOSTRAMIENTO EN LOS APOYOS

En los puntos de apoyo de vigas secundarias, vigas principales y de cerchas se proporcionará un sistema de fijación para restringir la rotación con respecto a su eje longitudinal.

2.7 LÍMITES MÁXIMOS DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ

Para los miembros cuyo diseño se basa en esfuerzo de compresión, la relación de esbeltez kl/r , no excederá de 200.

Para los miembros diseñados por tensión, la relación de esbeltez l/r , no excederá de 300.

Los miembros cuyo diseño está gobernado por tensión, pero que pueden estar solicitados a compresión con otras condiciones de carga, no requieren satisfacer el límite de esbeltez de compresión.

2.8 LUCES SIMPLES

Las vigas principales y secundarias y las cerchas diseñadas como luces simples tendrán una longitud efectiva igual a la distancia entre los centros geométricos de los miembros en que se apoyan.

2.9 RESTRICCIÓN EN LOS EXTREMOS

Las vigas principales y secundarias y las cerchas diseñadas suponiendo restricción parcial o total en sus extremos, así como las secciones de los miembros donde ellas se conectan, tendrán una resistencia de diseño mayor o igual a los efectos de las fuerzas y momentos mayorados y las demás fuerzas mayoradas a que sean sometidas. Se permite algo de deformación inelástica, pero autolimitante, de una parte de la conexión.

PROHIBIDA LA VENTA

ART. 3.- PÓRTICOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

Las estructuras de acero deberán proyectarse de tal forma que se garantice tanto su estabilidad general como la de cada uno de sus miembros y la transmisión completa de las solicitaciones al sistema de fundación.

► 3.1 EFECTO DE SEGUNDO ORDEN ($P\Delta$)

En el diseño de estructuras aporticadas se considerarán los efectos significativos de las cargas sobre la deformada de la estructura o la de sus miembros, o efectos $P\Delta$ (de segundo orden).

3.1.1 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO

En las estructuras diseñadas con base en análisis plástico, la resistencia a flexión requerida, M_u , se determinará por medio de un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requisitos del Artículo 3.2.

3.1.2 DISEÑO POR ANÁLISIS ELÁSTICO

En las estructuras diseñadas con base en el análisis elástico, el momento M_u de las columnas, vigas-columnas, conexiones y miembros conectados, se determinará mediante un análisis elástico de segundo orden o utilizando el procedimiento aproximado que se describe a continuación:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3-1)$$

→ Donde:

M_{nt} = resistencia requerida a flexión en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.

M_{lt} = resistencia requerida a flexión, en el miembro, debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / P_{e1}} \geq 1 \quad (3-2)$$

$$P_{e1} = \pi^2 EI / (KL)^2$$

→ Donde:

I = momento de inercia en el plano de flexión

K = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, determinado de acuerdo con el Artículo 3.2.1, para pórticos arriostrados.

P_u = resistencia requerida a la compresión axial, del miembro considerado.

C_m = coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, y cuyo valor se tomará como sigue:

- a) Para miembros comprimidos que no están solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1 / M_2) \quad (3-3)$$

→ Donde:

M_1 / M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración. M_1 / M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro, y negativa cuando produce curvatura sencilla.

- b) Para miembros comprimidos solicitados por cargas transversales o momentos entre sus apoyos, C_m puede determinarse mediante análisis racional o usando los siguientes valores:

- Para miembros con extremos restringidos $C_m = 0.85$
- Para miembros con extremos no restringidos $C_m = 1.00$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_U (\Delta_{oh} / \sum HL)} \quad (3-4)$$

ó

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_U / \sum P_{e2})} \quad (3-5)$$

→ Donde:

$\sum P_u$ = suma de las resistencias a compresión axial de todas las columnas del entrepiso.

Δ_{oh} = desplazamiento lateral del entrepiso bajo consideración.

$\sum H$ = suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral Δ_{oh} .

L = altura del entrepiso considerado.

$$P_{e2} = \pi^2 EI / (KL)^2$$

→ Donde:

I = momento de inercia en el plano de flexión

K = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, determinado de acuerdo con el artículo 3.2.2, para pórticos no arriostrados.

► 3.2 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS

3.2.1 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

En celosías y pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, muros estructurales u otros medios equivalentes, el factor de longitud efectiva K para los miembros comprimidos se tomará como la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede utilizar un valor menor.

El sistema de arriostrado vertical para pórticos arriostrados de múltiples entrepisos será determinado por un análisis estructural que demuestre que es adecuado para prevenir el pandeo de la estructura y mantener su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de vuelco producidos por la acción del viento.

Los muros estructurales externos e internos paralelos al plano de arriostramiento, las losas de piso y las cubiertas de techo adecuadamente aseguradas a los pórticos estructurales podrán considerarse que funcionan acopladamente con el sistema de arriostramiento vertical para pórticos de múltiples entrepisos. Las columnas, las vigas y las diagonales, que forman parte del sistema de arriostramiento vertical, pueden modelarse a los efectos del análisis de pandeo de los pórticos y de estabilidad lateral como una celosía simplemente conectada en voladizo vertical. En el análisis de estabilidad lateral deberá incluirse la deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial en los miembros debida a cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.85\phi_c A_r F_y$.

3.2.2 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

En pórticos en los cuales la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y las columnas conectadas rígidamente, el factor de longitud efectiva K de los miembros comprimidos se determinará por medio de un análisis estructural. Los efectos desestabilizantes de las cargas verticales sobre las columnas simplemente conectadas a los pórticos, y que no suministran resistencia a las cargas laterales, deberán ser incluidos en el diseño de las columnas del pórtico. Se permiten reducciones de las rigideces debido a la inelasticidad en las columnas.

El análisis de la resistencia requerida para pórticos de varios pisos debe incluir los efectos de inestabilidad de los pórticos y la deformación axial de las columnas bajo las cargas mayoradas dadas en el Artículo 1.5.3.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial en las columnas, debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas, no excederá $0.75\phi_c A_r F_y$.

ART. 4.- MIEMBROS A Tensión

Se aplica a miembros solicitados por tensión axial causada por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal.

► 4.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A Tensión

La resistencia de diseño de miembros solicitados por tensión $\phi_t P_n$, será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de cedencia del área total y de rotura en el área neta efectiva:

a. Fluencia en el área total:

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0.90 \\ P_n &= F_y A_t \end{aligned} \quad (4-1)$$

b. Fractura en el área neta:

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0.75 \\ P_n &= F_u A_e \end{aligned} \quad (4-2)$$

→ **Donde**

A_t = Área total, definida en 2.1

A_e = Área neta efectiva definida en 2.3

F_y = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado

F_u = Resistencia mínima a la tensión especificada

P_n = Fuerza nominal axial

4.2 MIEMBROS COMPUESTOS

Los miembros solicitados por tensión, constituidos por dos o más perfiles o chapas, separados unos de otros por chapas de relleno intercaladas, se conectarán entre sí en los sitios donde se colocan los rellenos, a intervalos tales, que la relación de esbeltez de cada uno de los elementos componentes entre conectores no exceda de 300. La separación longitudinal de los conectores que unen una chapa y un perfil en un miembro compuesto sometido a tensión, o dos chapas componentes en contacto entre sí, no será menor a tres veces el diámetro nominal del conector, y su distancia al borde no será menor que 1.75 veces el diámetro nominal del conector.

En los lados abiertos de los miembros compuestos solicitados por tensión, pueden utilizarse tanto chapas con agujeros de acceso como presillas sin diagonales. Las presillas tendrán una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre la línea de conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y su espesor no será inferior a 0.02 veces la distancia entre esas líneas. La separación longitudinal de sus conectores o soldaduras intermitentes no excederá de 150 mm. La separación de las presillas será tal que la relación de esbeltez de cualquier elemento componente entre ellos no sea mayor que 300.

4.3 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES Y BARRA DE OJO

4.3.1 BARRA DE OJO

4.3.1.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño para barra de ojo, ϕP_n se determinará por el estado límite de cedencia en el área total, tomando como área total, la sección transversal del cuerpo.

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_t$$

4.3.1.2 REQUISITOS DIMENSIONALES

- Los extremos (cabezas) de las barras de ojo, serán circulares y de periferia concéntrica con el agujero del pasador.
- El radio de transmisión entre la cabeza y el cuerpo será igual o mayor que el diámetro exterior de la cabeza.
- El ancho del cuerpo de las barras de ojo no excederá de 8 veces su espesor, el cual no será inferior de 12mm.
- El área de la sección neta de la cabeza, medida a través del agujero del pasador y considerada perpendicular al eje del miembro, no será menor que 1.33 ni mayor que 1.5 veces el área de la sección transversal del cuerpo de la barra de ojo.
- El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero del pasador no excederá en más 0.8mm el diámetro del pasador.

4.3.2 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

4.3.2.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de un miembro conectado con pasador, ϕP_n será el menor valor de los siguientes estados límites:

a. Tensión en el área neta efectiva:

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_t = 0.75 \\ P_n &= 2 t b_e f F_u \end{aligned} \quad (4-3)$$

b. Cortante en el área efectiva:

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_{sf} = 0.75 \\ P_n &= 0.6 A_{sf} F_y \end{aligned} \quad (4-4)$$

c. Aplastamiento en el área proyectada del pasador:

$$\phi = 0.75$$

$$P_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (4-5)$$

d. Cedencia en la sección total:

$$\phi = 0.75$$

$$P_n = A_t F_y \quad (4-1)$$

→ Donde:

$b_{ef} = 2t + 1.6$ cm, pero no mayor que la distancia entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de la fuerza aplicada, cm.

$$A_{sf} = 2t (a + 0.5dp), \text{ cm}^2$$

$$A_{pb} = \text{proyección área de apoyo del pasador, cm}^2$$

a = distancia más corta entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de fuerza aplicada, cm

dp = diámetro del pasador, cm.

t = espesor de la chapa, cm

4.3.2.2 REQUISITOS DIMENSIONALES

- El agujero del pasador se localizará equidistante de los bordes del miembro en la dirección normal de la fuerza aplicada.
- El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero no excederá en más de 0.8mm el diámetro del pasador.
- El ancho de la chapa en el extremo del agujero no será menor que el ancho efectivo a ambos lados del agujero del pasador. El área de la sección neta en el extremo del agujero del pasador, medida sobre el eje del miembro, no será menor que 0.7 veces el área de la sección neta a través del agujero requerido en la Sección 4.3.2.1.

Las esquinas de las chapas unidas con pasadores se pueden cortar a 45° respecto al eje del miembro, siempre que el área de la sección neta en el extremo del agujero para el pasador situado en plano perpendicular al corte no sea menor que la requerida sobre el extremo del eje del miembro.

ART. 5.- COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESIÓN

Aplica a miembros prismáticos de sección compacta o no, sujetos a compresión axial a través de su eje longitudinal.

5.1 LONGITUD EFECTIVA

Los miembros comprimidos se diseñarán a partir de su longitud efectiva KL , definida por el producto del factor de la longitud efectiva, K , y la longitud no arriostrada lateralmente, L .

La longitud no arriostrada lateralmente es la longitud del miembro comprimido entre los centroides de los miembros que la restringen y puede ser diferente para cada uno de los ejes del miembro comprimido.

En los pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, a muros estructurales, a entrepisos o cubiertas de techo sujetos horizontalmente mediante muros o sistemas de arriostramientos paralelos al plano del pórtico, así como en las celosías, el factor de longitud efectiva, K , para miembros comprimidos se tomará igual a la unidad.

Para los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva se determinará por métodos analíticos y no será menor que la longitud no arriostrada real.

5.1.1 LIMITACIÓN DE ESBELTEZ

La relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido axialmente y su radio de giro, ambos definidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez. Las relaciones de esbeltez, KL/r , de los miembros no excederán de 200.

5.1.2 ANÁLISIS PLÁSTICO

Se permite el diseño por análisis plástico cuando el parámetro de esbeltez de la columna definida en fórmula (5-4), no excede 1.5K.

5.2 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de un miembro a compresión $\phi_b P_n$, será el menor valor que se obtenga al analizar los estados límites de pandeo flexional y flexo-torsional de la sección del miembro comprimido axialmente.

5.2.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN POR PANDEO FLECTOR

La resistencia de diseño por pandeo flector de los miembros comprimidos es $\phi_c P_n$.

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_t F_{cr} \quad (5-1)$$

→ Cuando

$$\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5:$$

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y \quad (5-2)$$

→ Cuando

$$\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5:$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (5-3)$$

→ Donde:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{F_y/E} \quad (5-4)$$

L = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

r = radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo.

Q = factor de reducción por efecto de pandeo local

Q = 1.0 en secciones donde la relación ancho/espesor de sus elementos no excede el valor de λ_r , dado en la Tabla 2.1

Q = $Q_s Q_a$ en secciones con elementos esbeltos cuya relación ancho/espesor exceda el valor λ_r , dado en la Tabla 2.1, donde:

Q_s = factor definido por las formulas (2-5) a (2-12)

Q_a = área efectiva/área total

5.2.2 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN POR PANDEO FLEXO-TORSOR

La resistencia de diseño por pandeo flexo-torsor de los miembros comprimidos, es $\phi_c P_n$.

→ Donde

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_t F_{cr} \quad (5.5)$$

El esfuerzo critico nominal F_{cr} , se calculará como sigue:

→ Para $\lambda_e \sqrt{Q} \leq 1.5$:

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_e^2})F_y \quad (5-6)$$

→ Para $\lambda_e \sqrt{Q} > 1.5$:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad (5-7)$$

→ Donde:

$$\lambda_e = \sqrt{F_e / E}$$

El esfuerzo F_e , se calculará de acuerdo a la simetría de la sección transversal del miembro comprimido, como sigue:

a) Para perfiles doblemente simétricos:

$$F_e = F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (5-8)$$

b) Para perfiles de un solo eje de simetría, suponiendo que el eje Y es el eje de simetría:

$$F_e = F_{ft} = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (5-9)$$

c) Para perfiles asimétricos, F_e será el menor valor absoluto de la raíz cúbica de la siguiente ecuación:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{X_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{Y_0}{r_0}\right)^2 = 0 \quad (5-10)$$

→ Donde

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

G = módulo de cortante

C_w = constante de alabeo

J = constante torsional

I_x, I_y = momento inercia en los ejes principales

X_0, Y_0 = coordenadas del centro de cortante con respecto al centroide de la sección.

$$\frac{1}{r_0^2} = X_0^2 + Y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (5-11)$$

$$H = 1 - \left(\frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0^2} \right) \quad (5-12)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L / r_x)^2} \quad (5-13)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L / r_y)^2} \quad (5-14)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_t r_0^2} \quad (5-15)$$

5.3 MIEMBROS COMPUESTOS

5.3.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de miembros compuestos de dos o más perfiles sometidos a compresión se determinará según lo dispuesto en el Artículo 5.2, con la siguiente modificación. Si el modo de pandeo implica deformaciones relativas que produzcan fuerzas de corte en los conectores de los perfiles individuales, la relación KL/r es reemplazada por la relación de esbeltez modificada $(KL/r)_m$, calculada como sigue:

a) Para pernos intermedios ajustados:

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i} \right)^2} \quad (5-16)$$

b) Para pernos intermedios totalmente apretados como requerido en juntas por fricción, o soldaduras:

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_0^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2} \quad (5-17)$$

→ Donde:

$\left(\frac{KL}{r} \right)_0$ = relación de esbeltez del miembro compuesto actuando como una unidad.

$\left(\frac{KL}{r} \right)_m$ = relación de esbeltez modificada del miembro compuesto.

a = distancia entre conectores.

r_i = radio de giro mínimo del componente individual.

r_{ib} = radio de giro de los componentes individuales, referido a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.

α = relación de separación = $h/2r_{ib}$

h = distancia entre los baricentros de los componentes individuales perpendiculares al eje de pandeo de miembro.

5.4 MIEMBROS A COMPRESIÓN CONECTADOS CON PASADORES

Los miembros comprimidos conectados con pasadores se diseñarán cumpliendo los requerimientos del Artículo 4.3.2, excepto que las fórmulas (4-3) y (4-4) no aplican.

PROHIBIDA LA VENTA

ART. 6.- VIGAS Y OTROS MIEMBROS A FLEXIÓN

6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Aplica a perfiles de acero de sección homogéneas e híbridas con al menos un eje de simetría y que están solicitadas a flexión simple alrededor de uno de sus ejes principales.

Las disposiciones de pandeo lateral torsional contempladas en este artículo, están limitadas a perfiles de doble simetría, canales, ángulos dobles y perfiles T.

6.1.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño a flexión será $\phi_b M_n$ donde ϕ_b es el factor de reducción de la resistencia teórica a flexión M_n .

La resistencia teórica a flexión M_n será el menor valor que se obtenga al analizar los estados límites de fluencia, pandeo lateral torsional (LTB), pandeo local del patín a compresión (FLB) y pandeo local del alma a compresión (WLB).

6.1.1.1 FLUENCIA

La resistencia de diseño para el estado límite de fluencia será $\phi_b M_n$. $\phi_b = 0.90$

→ Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_n = M_p \quad (6-1)$$

→ Donde:

λ = parámetro de esbeltez definida en Sección 2.5.1.

M_p = momento plástico teórico.

→ Para secciones homogéneas:

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

Z = módulo plástico de la sección.

M_y = momento correspondiente a la fluencia en la fibra extrema de una sección para una distribución elástica de esfuerzos.

$M_y = F_y S$ para secciones homogéneas.

$M_y = F_{yt} S$ para secciones híbridas.

6.1.1.2 PANDEO LATERAL TORSIONAL

Aplica solamente a miembros sujetos a flexión en su eje mayor.

La resistencia de diseño del estado límite de pandeo lateral torsional será $\phi_b M_n$;

→ Donde:

$$\phi_b = 0.90$$

M_n = resistencia nominal teórica determinada como sigue:

a) Secciones de simetría doble y canales con $L_b \leq L_r$, la resistencia teórica a flexión es:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (6-2)$$

→ Donde:

C_b = coeficiente de modificación para diagramas de momentos no uniformes, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga:

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (6-3)$$

→ Donde:

$M_{\max}$ = valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramiento.

M_A , M_B , M_C = valores absolutos de los momentos a la distancia de 0.25, 0.50, 0.75 veces la longitud de segmento entre arriostramiento, respectivamente.

Puede usarse el valor de $C_b = 1.0$ para todos los casos, para un diseño conservador.

En las vigas en voladizo cuyo extremo libre no esté arriostrado se tomará $C_b = 1.0$.

L_b = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales del ala comprimida o desplazamiento torsional de la sección transversal.

L_p = El valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar la capacidad de flexión plástica, suponiendo un diagrama de momentos uniformemente distribuido, ($C_b=1.0$); L_p , se determinará como sigue:

1) Para perfiles doble T, incluyendo secciones híbridas, y canales:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E / F_{yf}} \quad (6-4)$$

2) Para barras rectangulares y secciones cajón:

$$L_p = \frac{0.13r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (6-5)$$

→ Donde:

A = Área de la sección, cm²

J = Constante torsional, cm⁴

L_r y M_r : El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral, L_r, y el valor del momento de pandeo lateral correspondiente M_r, se determinará como sigue:

1) Para perfil doble T de doble simetría y perfiles canal:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (6-6)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (6-7)$$

→ Donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2} \quad (6-8)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[\frac{S_x}{GI} \right] \quad (6-9)$$

S_x = Módulo de sección en el eje mayor, cm³

E = módulo de elasticidad del acero, 2.10 x 10⁶ kg/cm²

G = Módulo de elasticidad de corte del acero, 8.08 x 10⁵ kgf/cm²

F_L = Menor valor de (F_{yf} - F_r) o F_{yw}, kgf/cm²

F_{yf} = esfuerzo de fluencia en las alas, kgf/cm²

F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma, kgf/cm²

C_w = Constante de alabeo, cm⁶

2) Para barras rectangulares sólidas y sección cajón:

$$L_r = \frac{2r_y E \sqrt{JA}}{M_r} \quad (6-10)$$

$$M_r = F_{yf} S_x \quad (6-11)$$

b) Secciones de simetría doble y canales con $L_b > L_r$. La resistencia teórica a flexión es:

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (6-12)$$

→ **Donde:**

El valor del momento elástico crítico, M_{cr} , se calculará como sigue:

1) Para perfiles I de doble simetría y perfiles canal:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_Y GI + \left[\frac{\pi E^2}{L_b} \right] I_Y C_w} \quad (6-13)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b S_{x1} \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2 \left(L_b / r_y \right)}} \quad (6-14)$$

2) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón simétricos:

$$M_{cr} = \frac{57000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (6-15)$$

3) Perfiles T y angulares dobles dispuestos en T.

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_Y GI}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (6-16)$$

→ **Donde:**

$M_n \leq 1.5 M_y$ para almas traccionadas

$M_n \leq 1.0 M_y$ para almas comprimidas

$$B = \pm 2.3 (d / L_b) \sqrt{I_Y / J}$$

El signo (+) aplica cuando el alma está solicitada por tracción y el signo (-) cuando está en compresión. Se usará el signo negativo para calcular el valor de B, si a lo largo de toda la longitud no arriostrada, el extremo libre del alma está comprimido.

6.1.1.3 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO

Se permitirá el diseño por análisis plástico de las vigas de sección compacta, flectadas alrededor de su eje de mayor inercia, cuando la distancia sin soporte lateral del ala comprimida (L_b), adyacente a las rótulas plásticas asociadas con el mecanismo de falla, no excede el valor L_{pd} , determinado en las fórmulas (6-17) o (6-18):

- a) Para perfiles I con uno o dos ejes de simetría, y cuya ala comprimida sea igual o mayor que el ala traccionada (incluyendo miembros híbridos) cargados en el plano del alma.

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_Y} \right) r_y \quad (6-17)$$

→ Donde:

F_Y = esfuerzo de fluencia mínima especificada para el acero del ala comprimida

M_1 = el menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

M_2 = El mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

(M_1/M_2) es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando la curvatura es simple.

r_y = radio de giro con respecto al eje menor de la sección.

- b) Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón simétricas

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_Y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_Y} \right) r_y \quad (6-18)$$

Las limitaciones del valor L_b no tienen que cumplirse en los miembros flexionados en su eje de menor momento de inercia ni en las secciones circulares o cuadradas. En la región donde se forma la última rótula, como en las zonas no adyacentes a las rótulas plásticas, la resistencia de diseño se calculará conforme a la Sección 6.1.1.2.

6.2 DISEÑO POR CORTANTE

Aplica para las almas no rigidizadas de vigas con simple o doble simétrica, incluyendo vigas híbridas, y los perfiles canales solicitados por fuerzas cortantes en el plano del alma.

Para vigas de alma rigidizadas véase 6.2.2

6.2.1 RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTANTE

La resistencia de diseño por cortante de las almas no rigidizadas, con una relación ancho/espesor:

$h / t_w \leq 260$, es $\phi_v V_n$,

→ Donde:

$$\phi_v = 0.90$$

V_n = resistencia nominal de cortante, que será calculado como sigue:

a) Para $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{E/F_{yw}}$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (6-19)$$

b) Para $2.45\sqrt{E/F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 3.07\sqrt{E/F_{yw}}$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \left[\frac{2.45\sqrt{E/F_{yw}}}{h/t_w} \right] \quad (6-20)$$

c) Para $3.07\sqrt{E/F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$

$$V_n = A_w \left[\frac{4.52E}{(h/t_w)^2} \right] \quad (6-21)$$

6.2.2 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

En las vigas armadas no se requerirán rigidizadores transversales

→ Cuando:

a) $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{E/F_{yw}}$

b) El cortante mayorado, V_u , obtenido del análisis estructural sea menor o igual a:

$$0.6 \phi_v F_{yw} A_w C_v \quad (6-22)$$

→ Donde:

$$\phi_v = 0.90$$

C_v = coeficiente de cortante, determinado como sigue:

a) Para $1.10\sqrt{K_v E / F_{YW}} \leq h/t_w \leq 1.37\sqrt{K_v E / F_{YW}}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{K_v E / F_{YW}}}{h/t_w} \quad (6-23)$$

b) Para $h/t_w > 1.37\sqrt{K_v E / F_{YW}}$

$$C_v = \frac{1.51 K_v E}{(h/t_w)^2 F_{YW}} \quad (6-24)$$

→ Donde:

$$K_v = 5 + 5/(a/h)^2; \text{ será igual a 5.0 si } a/h > 3.0 \text{ ó } [260/(h/t_w)]^2$$

El momento de inercia de un par de rigidizadores, o de un rigidizador único, con referencia a un eje en el plano del alma no será menor de $at_w^3 j$,

→ Donde:

$$j = 2.5/(a/h)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

→ Donde:

a = distancia entre rigidizadores transversales.

h = distancia libre entre alas menos los filetes o radios para vigas laminadas, y

h = la distancia libre entre alas, para secciones armadas soldadas.

Cuando se toma en cuenta la contribución del campo de tracción, el área del rigidizador A_{st} no será menor que la calculada con la fórmula (6-25).

$$A_{st} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi V_n} - 18 t_w^2 \right] \geq 0 \quad (6-25)$$

→ Donde:

C_v = definido en las fórmulas (6-23) y (6-24)

F_{yst} = esfuerzo de fluencia mínima especificada para el acero del rigidizador.

V_n = resistencia teórica al cortante ver 6.2.1

V_u = cortante mayorado en la localización del rigidizador.

D = 1 para rigidizadores colocados en pareja

D = 1.8 para rigidizadores contruidos con un solo ángulo

$D = 2.4$ para rigidizadores contruidos por una sola chapa

Los rigidizadores intermedios se pueden interrumpir cerca del ala en tracción, siempre que el contacto no sea necesario para transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma-alas del perfil.

6.3 VIGAS DE ALMA VARIABLE

Aplica para vigas cuyas secciones transversales cumplen los requisitos siguientes:

- Tener por lo menos un eje de simetría, el cual será perpendicular al plano de flexión.
- Las áreas de las dos alas serán iguales y se mantendrán constantes en toda la longitud del miembro.
- La altura será variable linealmente de acuerdo a la fórmula (6-26)

$$d = d_0 \left(1 + \gamma \frac{Z}{L} \right) \quad (6-26)$$

→ Donde:

$\gamma = (d_L - d_0) / d_0 \leq$ al menor valor de 0.268 (L/d_0) ó 6.0

d_0 = altura en el extremo menor de un miembro de altura variable.

d_L = altura en el extremo mayor de un miembro de altura variable.

Z = distancia desde el extremo menor del miembro, cm.

L = longitud no soportada del miembro, medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento lateral.

6.3.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN

La resistencia de diseño a flexión de miembros de almas variables flexadas para el estado límite de pandeo lateral-torsional es $\phi_b M_n$, donde $\phi_b = 0.90$ y la resistencia nominal es:

$$M_n = (5/3) S_x' F_{by} \quad (6-27)$$

→ Donde:

S_x' = módulo elástico de la sección crítica en la longitud no soportada de la viga bajo consideración

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[1.0 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}} \right] F_y \leq 0.60F_y \quad (6-28)$$

→ Si $F_{by} \leq F_y / 3$, entonces:

$$F_{by} = B\sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2} \quad (6-29)$$

En las fórmulas precedentes

$$F_{sy} = \frac{0.41E}{h_s L d_0 / A_f} \quad (6-30)$$

$$F_{wy} = \frac{5.9E}{(h_w L / r_{T0})^2} \quad (6-31)$$

→ Donde:

h_s = factor igual a $1.0 + 0.230\gamma\sqrt{Ld_0/A_f}$

h_w = factor igual a $1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L/r_{T0}}$

r_{T0} = radio de giro de una sección en el extremo menor, considerando solamente el ala comprimida más un tercio del área del alma a compresión, tomado en un eje en el plano del alma.

A_f = área del ala a compresión.

$\gamma = (d_L - d_0)/d_0$ se obtendrá para la longitud no soportada que contiene la máxima tensión calculada debida a flexión.

El valor del coeficiente B se determinará como sigue:

- a) Cuando el momento máximo M_2 en tres segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, está situado en el segmento central, y M_1 es el momento mayor en un extremo de la parte del miembro constituido por tres segmentos:

$$B = 1.0 + 0.37 \left(1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.50\gamma \left(1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 1.0 \quad (6-32)$$

La relación de momentos M_1/M_2 es negativa cuando se produce curvatura simple. En el caso raro en que M_1/M_2 es positivo, se tomará igual a cero.

- b) Cuando el mayor esfuerzo de flexión calculado f_{b2} ocurre en el extremo mayor de los dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales y f_{b1} es el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$B = 1.0 + 0.58 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) - 0.70\gamma \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0 \quad (6-33)$$

- c) Cuando el mayor esfuerzo de flexión calculado f_{b2} se presenta en el extremo menor de los dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, y f_{b1} es el esfuerzo de flexión calculado en el extremo mayor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$B = 1.0 + 0.55 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) + 2.20\gamma \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0 \quad (6-34)$$

En las fórmulas (6-33) y (6-34) la relación de los esfuerzos f_{b1}/f_{b2} es negativa cuando se produce curvatura simple. Si se presenta un punto de inflexión en uno de los dos segmentos adyacentes no arriostrados es positiva. Siempre será diferente de cero. El factor $\gamma = (d_L - d_0)/d_0$, determinado para la longitud no arriostrada que contiene el mayor esfuerzo de flexión calculado.

- d) Cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de un miembro de altura variable linealmente o en un segmento del mismo es igual a cero:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25\sqrt{\gamma}} \quad (6-35)$$

→ Donde:

$\gamma = (d_L - d_0)/d_0$, calculado para la longitud no arriostrada adyacente al punto de esfuerzo flectores nulos.

6.3.2 RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTANTE

La resistencia de diseño a cortante de los miembros de altura variable linealmente se calculará de acuerdo a la Sección 6.2.1.

ART. 7.- MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN

Aplica a miembros prismáticos sometidos a fuerza axial y flexión con respecto a uno o a ambos ejes de simetría, con o sin torsión y torsión solamente.

7.1 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL

7.1.1 MIEMBROS CON SIMETRÍA DOBLE O SENCILLA EN FLEXO-COMPRESIÓN

Los miembros sometidos a flexión y compresión simultáneas se dimensionarán para que se satisfagan las siguientes fórmulas de interacción P-M:

a) Cuando $P_u / \phi P_n \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (7-1)$$

b) Cuando $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (7-2)$$

→ Donde:

P_u = solicitación mayorada a compresión

P_n = resistencia teórica a compresión, calculada de acuerdo a la Sección 5.2.1

M_u = momento flector mayorado, calculado según Sección 3.1.2

M_n = resistencia teórica a la flexión, calculada según Sección 6.1.1

x = subíndice relativo al eje fuerte de flexión

y = subíndice relativo al eje débil de flexión

$\phi = \phi_c$ = factor de reducción de la resistencia teórica a compresión $\phi_c = 0.85$

ϕ_b = factor de reducción de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$

7.1.2 MIEMBROS EN SIMETRÍA DOBLE O SENCILLA EN FLEXO-TRACCIÓN

Los miembros sometidos a flexión y tensión simultáneas, se dimensionarán para satisfacer las fórmulas (7-1) y (7-2), con las siguientes modificaciones en la definición de las variables:

P_u = sollicitación mayorada a tracción

P_n = resistencia teórica a tracción, calculada de acuerdo a la Sección 4.1

$\phi_t = \phi_c = \phi_t$ = factor de reducción de la resistencia teórica a tracción $\phi_t = 0.90$

7.2 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE, Y/O FUERZA AXIAL

La resistencia de diseño ϕF_n , de los miembros asimétricos o miembros sometidos a momentos torsores o combinaciones de torsión, flexión, corte y/ o fuerzas axiales, será igual o mayor que las sollicitaciones mayoradas obtenidas de un análisis elástico expresado en términos de esfuerzos normales f_{un} , o esfuerzos cortantes f_{uv} , para los siguientes estados límites:

a) Para el estado límite de fluencia por esfuerzos normales:

$$f_{un} \leq \phi F_n \quad (7-3)$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_n = F_y$$

b) Para el estado límite de fluencia por esfuerzo cortante:

$$f_{uv} \leq 0.6\phi F_n \quad (7-4)$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_n = F_y$$

c) Para el estado límite por pandeo:

$$f_{un} \leq \phi_c F_n \text{ o } f_{uv} \leq \phi_c F_n \quad (7-5)$$

Según sea el caso

$$\phi_c = 0.85$$

$$F_n = F_{cr} = \text{calculado según las fórmulas (5-2) ó (5-3), la que aplique.}$$

7.3 FÓRMULAS ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

Para miembros de pórticos arriostrados cuya sección transversal sea de la forma I o H, con una relación $b_f/d \leq 1.0$, y para las secciones cajón de forma cuadrada o rectangular, se podrán usar las siguientes fórmulas en lugar de las formulas (7-1) y (7-2):

$$\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M'_{px}} \right]^{\zeta} + \left[\frac{M_{uy}}{\phi_b M'_{py}} \right]^{\zeta} \leq 1.0 \quad (7-6)$$

$$\left[\frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M'_{nx}} \right]^{\eta} + \left[\frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M'_{ny}} \right]^{\eta} \leq 1.0 \quad (7-7)$$

Los términos de las fórmulas (7-6) y (7-7) se calcularán como sigue:

a) Para miembros de sección I o H

→ Cuando $b_f / d < 0.5$:

$$\zeta = 1.0$$

→ Cuando $0.5 \leq b_f / d \leq 1.0$:

$$\zeta = 1.6 - \frac{P_u / P_y}{2[\ln(P_u / P_y)]} \quad (7-8)$$

→ Cuando $b_f / d < 0.3$:

$$\eta = 1.0$$

→ Cuando $0.3 \leq b_f / d \leq 1.0$:

$$\eta = 0.4 + \frac{P_u}{P_y} + \frac{b_f}{d} \geq 1.0 \quad (7-9)$$

→ Donde:

b_f = ancho ala o patín

d = altura del miembro

C_m = coeficiente aplicado al término de flexión en las fórmulas de interacción P-M de los miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes. (Véase Sección 3.1).

$$M'_{px} = 1.2 M_{px} \left[1 - P_u / P_y \right] \leq M_{px} \quad (7-10)$$

$$M'_{py} = 1.2 M_{py} \left[1 - (P_u / P_y)^2 \right] \leq M_{py} \quad (7-11)$$

$$M'_{nx} = M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right) \quad (7-12)$$

$$M'_{ny} = M_{ny} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ey}} \right) \quad (7-13)$$

b) Para miembros de sección cajón, cuadradas o rectangulares:

$$\zeta = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{\ln(P_u/P_y)} \quad (7-14)$$

$$\eta = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{\ln(P_u/P_y)} - a \lambda_x \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^b > 1.1 \quad (7-15)$$

→ Para

$P_u / P_y \leq 4.0$, $a = 0.06$, y $b = 1.0$;

→ Para

$P_u / P_y > 4.0$, $a = 0.15$, y $b = 2.0$:

$$M'_{px} = 1.2 M_{px} [1 - P_u/P_y] \leq M_{px}$$

$$M'_{py} = 1.2 M_{py} [1 - (P_u/P_y)^2] \leq M_{py}$$

$$M'_{nx} = M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \frac{1.25}{(B/H)^{1/3}} \right) \quad (7-16)$$

$$M'_{ny} = M_{ny} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ey}} \frac{1.25}{(B/H)^{1/2}} \right) \quad (7-17)$$

→ Donde:

P_n = resistencia teórica a compresión, calculada de acuerdo a la Sección 5.2.1

P_u = solicitación mayorada a compresión

P_y = resistencia teórica de cedencia por compresión $A_t F_y$

ϕ_b = factor de reducción de la resistencia teórica a la flexión = 0.90

ϕ_c = factor de reducción de la resistencia a compresión = 0.85

P_e = carga axial de pandeo elástico, calculada según la formula de Euler, $A_t F_y / \lambda_c^2$, donde λ_c es el parámetro de esbeltez definida en la Sección 5.2.1

M_u = momento flector mayorado, calculado según Sección 3.1.2

M_n = resistencia teórica a la flexión, calculada según Sección 6.1.1

M_p = momento plástico $\leq 1.5F_yS$

λ_x = parámetro de esbeltez con respecto al eje fuerte x

B = ancho exterior de la sección cajón paralelo al eje principal x

H = altura exterior de la sección cajón perpendicular al eje principal x

PROHIBIDA LA VENTA

ART. 8.- MIEMBROS COMPUESTOS (ACERO-HORMIGÓN)

Se aplica a miembros formados por perfiles de acero estructural laminados o armados y hormigón estructural que actúan conjuntamente para resistir fuerza axial y flexión.

8.1 MIEMBROS A COMPRESIÓN

Aplica a columnas fabricadas de perfiles laminados o armados embebidos en hormigón estructural o columnas fabricadas de tubulares de acero rellenos de hormigón estructural.

8.1.1 LIMITACIONES

Para que un miembro clasifique como columna compuesta debe cumplir con las limitaciones siguientes:

- El área total de la sección transversal del perfil de acero o tubular no será menor que el 4% del área total de la columna, de lo contrario se diseñará como columna de hormigón armado.
- El revestimiento de hormigón debe reforzarse con barras longitudinales y con estribos laterales espaciados a no más de 2/3 veces la dimensión mínima del miembro compuesto. El área de los estribos no será menor que 0.018 cm^2 por cm de separación entre las barras de refuerzo. El recubrimiento no será menor que 3.81 cm (1 1/2").
- La resistencia especificada a la compresión f'_c del hormigón no será menor de 210 kg/cm^2 ni mayor de 560 kg/cm^2 para hormigón de peso normal. Para hormigón de peso ligero no será menor de 280 kg/cm^2 ni mayor de 560 kg/cm^2 .
- El mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el acero estructural y las varillas de refuerzo usados en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no excederá de $4,200 \text{ kg/cm}^2$.
- El espesor mínimo de la pared de los tubulares de acero rellenos de hormigón será igual a: $b\sqrt{F_y/3E}$ para cada cara de ancho b en secciones rectangulares, y a: $D\sqrt{F_y/8E}$ para secciones circulares de diámetro exterior D.

8.1.2 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de una columna compuesta cargada axialmente es $\phi_c P_n$,

→ Donde:

$$\phi_c = 0.85$$

P_n = resistencia nominal a compresión determinada según las fórmulas (5-1) a (5-4), con las siguientes modificaciones:

- A_t es reemplazada por A_s , área del perfil de acero, tubo o tubular.

- r es reemplazado por r_m , radio de giro del perfil de acero, tubo o tubular. Para perfiles de acero embebido en hormigón no debe ser menor que 0.3 veces el ancho total de la sección compuesta en el plano de pandeo.
- F_y es reemplazado por F_{my} , esfuerzo de fluencia modificado y determinado por la ecuación siguiente:

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} (A_2 / A_s) + c_2 f'_c (A_c / A_s) \quad (8-1)$$

- E es reemplazado por E_m , módulo de elasticidad modificado y determinado por la ecuación siguiente:

$$E_m = E + C_3 E_c (A_c / A_s) \quad (8-2)$$

→ Donde:

A_c = área hormigón, cm^2

A_r = área de las varillas de refuerzo longitudinal, cm^2

A_s = área del perfil de acero, tubo o tubular, cm^2

E = módulo de elasticidad del acero

E_c = módulo de elasticidad del hormigón $= 15000 \sqrt{f'_c}$

F_y = mínimo esfuerzo de fluencia especificada del perfil de acero, tubo o tubular

F_{yr} = mínimo esfuerzo de fluencia especificada para las varillas de refuerzo longitudinal

f'_c = resistencia a compresión especificada del hormigón

C_1, C_2, C_3 = coeficientes numéricos:

- Para tubos y tubulares rellenos de hormigón, $C_1 = 1.0$, $C_2 = 0.85$ y $C_3 = 0.4$.
- Para perfiles embebidos en hormigón, $C_1 = 0.7$, $C_2 = 0.6$ y $C_3 = 0.2$

8.1.3 TRANSFERENCIA DE CARGA

Las cargas aplicadas a las columnas compuestas se transferirán entre el acero y el hormigón, de acuerdo con las siguientes disposiciones aplicables:

- Cuando la fuerza externa se aplica directamente a la sección de acero, se dispondrán conectores de cortante para transferir la fuerza cortante V'_u calculada según la siguiente fórmula:

$$V'_u = V_u (1 - A_s F_y / P_n) \quad (8-3)$$

→ Donde:

V_u = fuerza introducida en la columna.

A_s = área sección de la sección de acero.

F_y = esfuerzo de fluencia de la sección acero.

P_n = resistencia teórica a compresión de la columna compuesta.

- b) Cuando la fuerza externa se aplica directamente al hormigón de revestimiento se dispondrán conectores de cortante para transferir la fuerza cortante V'_u , calculada según la siguiente fórmula:

$$V'_u = V_u (A_s F_y / P_n) \quad (8-4)$$

- c) Los conectores de cortante que transfieren la fuerza V'_u serán distribuidos en toda la longitud del miembro con una separación máxima de 400 mm y colocados al menos sobre dos caras del perfil de acero en una configuración simétrica con respecto a los ejes del perfil.
- d) Cuando la superficie de apoyo del hormigón en aplastamiento directo sea más ancha que el área cargada en uno o más lados, y además los lados que no sobresalen están restringidos lateralmente, la máxima resistencia de diseño será:

$$\phi_B 1.7 f'_c A_B \quad (8-5)$$

→ Donde:

$\phi_B = 0.65$

A_B = área cargada

8.2 MIEMBROS A FLEXIÓN

Aplica a vigas de acero estructural embebidas en hormigón o vigas de acero que soportan una losa de hormigón armado vaciada directamente o sobre láminas de acero plegadas, interconectadas de forma tal que la losa y las vigas actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones flectoras.

8.2.1 ANCHO EFECTIVO

El ancho efectivo de la losa de hormigón es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje baricentro de la viga, el cual no será mayor que el menor valor de los siguientes casos:

- Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia desde el eje de la viga al borde de la losa.

8.2.2.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS CON CONECTORES DE CORTANTE

La resistencia de diseño $\phi_b M_n$, para momentos positivos se determinará como sigue:

- a) Cuando $h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_{yf}}$:

$$\phi_b = 0.85$$

M_n = momento teórico calculado a partir de una distribución plástica de los esfuerzos en la sección compuesta.

b) Cuando $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_{yf}}$:

$$\phi_b = 0.90$$

M_n = momento teórico calculado a partir de una superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos de apuntalamiento.

La resistencia de diseño para momentos negativos $\phi_b M_n$, se determinará para la sección de la viga de acero solamente cumpliendo los requerimientos del Artículo 6.

Como alternativa, la resistencia de diseño para momento negativo $\phi_b M_n$, podrá calcularse con $\phi_b = 0.85$ y M_n determinado a partir de una distribución plástica de los esfuerzos en la sección compacta, siempre que se cumpla lo siguiente:

- Que la viga de acero sea de sección compacta, tal como se define en 2.5.1
- Que los conectores de cortante conectan la losa de hormigón a la viga en la zona de momentos negativos.
- Que los aceros de refuerzo paralelos a la viga de aceros, situados dentro del ancho efectivo de losa estén apropiadamente anclados.

8.2.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS EMBEBIDAS EN HORMIGÓN

La resistencia de diseño de vigas embebidas en hormigón se calculará con $\phi_b = 0.90$ y M_n , determinado a partir de una superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos de apuntalamiento.

Como alternativa $\phi_b M_n$, se calculará manteniendo $\phi_b = 0.90$ y M_n determinado a partir de una distribución de esfuerzos plásticos en la sección de la viga sin la colaboración del hormigón.

Cuando se usen conectores de cortante y el revestimiento de hormigón satisfaga los requerimientos de la Sección 8.1.1 (b), la resistencia $\phi_b M_n$, podrá calcularse con $\phi_b = 0.85$ y M_n a partir de una distribución de esfuerzo plástico de la sección compuesta.

8.2.4 RESISTENCIA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Cuando no se usa puntales durante la construcción, la sección de acero de las vigas compuestas se dimensionará para tener la suficiente resistencia, rigidez y estabilidad lateral para soportar por sí misma, todas las cargas permanentes aplicadas antes que el hormigón alcance el setenta y cinco por ciento (75%) de su resistencia especificada f'_c . La resistencia a flexión de la sección de acero antes del endurecimiento del hormigón, se calculará de acuerdo a la Sección 6.1. En todo caso, los esfuerzos en el ala traccionada de las vigas sin apuntalamiento no serán mayores que $0.90F_y$.

8.2.5 LÁMINAS DE ACERO ACANALADO

La resistencia de diseño a flexión, $\phi_b M_n$, de la sección compuesta, cuando la losa de hormigón es vaciada sobre láminas de acero acanalado conectadas a las vigas de acero, se calculará de acuerdo con las partes aplicables de la Sección 8.2.2, debiéndose cumplir los requisitos siguientes:

- La altura nominal del nervio, (h_r) de la lámina acanalada no será mayor de 75mm. El ancho promedio del acanalado (w_r) no será menor de 50mm, para los cálculos no será mayor que el ancho mínimo libre en la parte superior de los nervios de la lámina acanalada.
- El espesor de la losa de hormigón por encima del nervio de la lámina acanalada no será menor de 50mm.
- La losa de hormigón se conectará a la viga de acero por medio de conectores de cortante. Estos deben sobresalir por lo menos 38mm por encima de la parte superior del nervio de la lámina acanalada.

8.2.5.1 NERVIOS PERPENDICULARES A LAS VIGAS

Cuando los nervios de la lámina acanalada están orientados perpendicularmente a las vigas, el hormigón por debajo de la parte superior de los nervios no se tomará en cuenta para el cálculo de las propiedades de la sección y el cálculo del área A_c .

La separación longitudinal de los conectores de cortante tipo espárrago no será mayor de 914mm. La resistencia teórica al corte de un conector de cortante tipo espárrago tendrá el valor determinado de la Sección 9.2, multiplicando por el siguiente factor de reducción:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (8-6)$$

→ Donde:

h_r = altura del nervio

H_s = longitud de espárrago por encima de la soldadura. En los cálculos no excederá el valor $h_r + 75$ mm, aunque la longitud real sea mayor.

N_r = número de conectores tipo espárrago en un nervio en la intersección de la viga. Para los cálculos será 3, aunque se hayan instalado más.

W_r = ancho promedio del acanalado, definido en 8.2.5^a

En el caso de un solo conector tipo espárrago en un nervio en la intersección de la viga, el factor de reducción de la fórmula (8-6) no excederá de 0.75. Las láminas acanaladas deberán anclarse a todos los miembros soportes con separaciones no mayores de 400mm a fin de evitar el levantamiento.

8.2.5.2 NERVIOS PARALELOS A LAS VIGAS

Cuando los nervios de las láminas acanaladas están orientados paralelamente a las vigas, el hormigón por debajo de la parte superior de los nervios podrá incluirse en la determinación de las propiedades de la sección y el cálculo del área A_c .

La resistencia teórica al corte de un conector tipo espárrago se determinará según la Sección 9.2, multiplicado por el factor de reducción de la fórmula (8-7). Se exceptúan los casos donde w_r / h_r sea menor de 1.5.

$$0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (8-7)$$

→ Donde:

H_s , h_r , w_r tienen el mismo significado que en la fórmula (8-6)

8.3 MIEMBROS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

La interacción de las solicitaciones de compresión axial y de flexión del plano de simetría de las secciones de miembros compuestos, estará limitada por las fórmulas de la Sección 7.1.1, con las siguientes modificaciones:

F_{my} = esfuerzo de fluencia modificado, ver ec. (8-1)

P_{e1} , P_{e2} = $A_s F_{my} / \lambda_c^2$, fuerza axial de pandeo elástico

ϕ_b = factor de resistencia a flexión definido en 8.2.2

ϕ_c = factor de resistencia a compresión = 0.85

λ_c = parámetro de esbeltez de la columna definida por ecuación (5-4), con las modificaciones indicadas en la Sección 8.1.2

M_n = resistencia teórica a la flexión determinada a partir de una distribución plástica de los esfuerzos de la sección compuesta, excepto como se estipula a continuación:

Cuando el término correspondiente a la fuerza axial en las fórmulas (7-1) y (7-2) es menor que 0.3, la resistencia teórica a momento M_n se determinará por la transición lineal entre la resistencia teórica a la flexión determinada de la distribución plástica sobre las áreas transversales de la sección compuesta ($P_u / \phi_c P_n$) = 0.3 y la resistencia a flexión cuando P_u = 0, según la Sección 8.2.2.

ART. 9.- CONECTORES DE CORTANTE

Aplica para los conectores tipo espárrago y tipo canal laminado.

Los conectores tipo espárrago tendrán una longitud después de instalados, no menor de cuatro veces su diámetro.

Los conectores de cortante serán embebidos en las losas de hormigón con resistencia especificada a la compresión f'_c , no menor de 210kg/cm^2 ni mayor que 560kg/cm^2 .

9.1 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL

La fuerza cortante horizontal en la unión de la viga de acero y la losa de hormigón será transferida por los conectores de cortante, excepto cuando la viga de acero está embebida en hormigón.

Para una acción conjunta completa con el hormigón sometido a compresión debido a la flexión, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida entre el punto de momento máximo positivo y el de momento nulo se tomará como el menor de los siguientes valores:

$$V_h = 0.85f'_c A_c \quad (9-1)$$

$$V_h = A_s F_y \quad (9-2)$$

$$V_h = \Sigma Q_n \quad (9-3)$$

→ Donde:

A_c = área losa hormigón dentro del ancho efectivo

A_s = área de la sección transversal de la viga de acero

F_y = esfuerzo de fluencia mínima especificada

f'_c = resistencia especificada del hormigón

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante entre el punto de momento máximo positivo y el punto de momento nulo.

Para vigas híbridas, la fuerza de fluencia será calculada separadamente para cada uno de los componentes de la sección transversal; $A_s F_y$ de la sección transversal total, será la suma de las fuerzas de fluencia de sus componentes.

En las vigas compuestas continuas, en las que se considera que las barras longitudinales actúan conjuntamente con la viga de acero en las zonas de momentos negativos, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida por los conectores de cortante entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo se tomará como el menor valor obtenido entre:

$A_{sr} F_{yr}$ y ΣQ_n

→ Donde:

A_{sr} = área de las armaduras longitudinales situadas dentro del ancho efectivo de la losa de hormigón, anclados adecuadamente.

F_{yr} = esfuerzos de fluencia mínima especificada para las armaduras longitudinales.

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo.

9.2 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE.

9.2.1 CONECTORES TIPO ESPÁRRAGO

La resistencia nominal de un conector de cortante tipo espárrago embebido en la losa de hormigón será:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (9-4)$$

→ Donde:

A_{sc} = área de la sección transversal del conector.

E_c = módulo de elasticidad del hormigón.

f'_c = resistencia especificada del hormigón.

F_u = resistencia a tensión mínima especificada del conector.

Para conectores tipo espárrago embebidos en losas vaciadas sobre láminas de acero acanalado, se aplicará al término $0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c}$ de la fórmula (9-4), los coeficientes de reducción dados por las fórmulas (8-6) y (8-7) según sea el caso.

9.2.2 CONECTORES TIPO CANAL LAMINADO

La resistencia nominal de un conector de cortante tipo canal laminado embebido en una losa de hormigón será:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (9-5)$$

→ Donde:

L_c = longitud del conector de cortante.

t_w = espesor del alma del conector de cortante.

t_f = espesor del ala del conector de cortante.

9.3 NÚMERO REQUERIDO DE CONECTORES DE CORTANTE

El número de conectores de cortante requerido a cada lado de la sección donde ocurre el momento máximo (positivo o negativo) y los puntos de inflexión adyacente, serán determinados dividiendo la fuerza cortante horizontal definida en la Sección 9.1 por la resistencia nominal definida en las Secciones 9.2.1 ó 9.2.2 según sea el caso.

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (9-6)$$

→ Donde:

n = número de conectores de cortante.

PROHIBIDA LA VENTA

ART. 10.- CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

Aplica a los elementos estructurales conectados entre sí por pernos y/o soldaduras, sometidos a cargas estáticas.

10.1 BASES DE DISEÑO

Todas las partes integrantes de la conexión (miembros conectados, elementos de conexión y medios de unión) serán dimensionadas para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la resistencia requerida, determinada de un análisis estructural sobre la estructura o una proporción especificada de la resistencia de los miembros conectados, la que sea apropiada.

10.2 CONEXIONES SIMPLES (FLEXIBLES)

Las conexiones flexibles que permiten la rotación en el extremo de la viga, y que no transmiten momentos, se diseñarán sólo por resistencia al cortante.

Los pórticos con conexiones de este tipo deberán cumplir los siguientes requisitos:

1. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir la carga gravitacional mayorada, trabajando como vigas simplemente apoyadas.
2. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a cargas laterales.
3. Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los medios de unión, bajo las solicitaciones mayoradas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

10.3 CONEXIONES DE MOMENTOS (RÍGIDOS)

Las conexiones rígidas que no permiten la rotación en el extremo de la viga, y que sí transmiten momentos, se diseñarán para los efectos combinados de las fuerzas resultantes del momento y cortante inducidos por la rigidez de la conexión.

10.4 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

Se refiere a las conexiones donde no se toma en cuenta, en las consideraciones de diseño, las fluctuaciones de las cargas, la fatiga, las vibraciones y donde el deslizamiento por fricción entre los elementos conectados es permitido. El vástago del sujetador se apoya contra la superficie interna del agujero de los elementos de empalme, y por lo tanto se somete al sujetador a cortante y aplastamiento.

En este tipo de conexión los tornillos deberán estar apretados sin holgura, y se usarán agujeros estándar. Podrá usarse agujeros ranurados cuando la dirección de la carga es perpendicular a la ranura.

10.5 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN

Conexiones que bajo las cargas de servicio no se desea el deslizamiento de los elementos conectantes, pretensando los tornillos, de modo que la fricción sólo pueda transferir la carga cortante. También se usará este tipo de conexión si las cargas son de naturaleza dinámica o si las cargas someten a los tornillos a tensión directa.

Se usará solamente tornillos de alta resistencia (ASTM-A325 y A490) con arandelas endurecidas en todos los tipos de agujeros. Estos tornillos deberán apretarse hasta que el tornillo se tense hasta un valor no menor del 70% de su resistencia a la tensión mínima especificada.

10.6 RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES

Las conexiones se diseñarán para soportar una carga mayorada no menor de 4,550kgf, excepto en las rejillas, tensores y correas.

A_{nt} = área neta sometida a tracción

10.7 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS

La resistencia de diseño de los elementos afectados en los miembros conectados (ej.: almas de las vigas), será el menor valor que resulte de evaluar los siguientes modos de falla: rotura por cortante, rotura por tracción y rotura por bloque de cortante.

10.7.1 RESISTENCIA A LA ROTURA POR CORTANTE

La resistencia de diseño a lo largo del plano de falla de cortante, en los elementos afectados de miembros conectados, será igual a ϕR_n .

→ Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_u A_{nv} \quad (10-1)$$

A_{nv} = área neta sometida a cortante

F_u = resistencia mínima especificada

10.7.2 RESISTENCIA A LA ROTURA POR TRACCIÓN

La resistencia de diseño a lo largo del plano de tracción en los elementos afectados de los miembros conectados será igual a ϕR_n .

→ Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nt} \quad (10-2)$$

A_{nt} = área neta sometida a tracción

F_u = resistencia mínima especificada

10.7.3 RESISTENCIA A LA ROTURA POR BLOQUE DE CORTANTE

Se verificará en las conexiones de los extremos de las vigas cuya ala superior haya sido cortada y desmembrada; en los miembros traccionados y en las chapas usadas como cartelas (chapas de nodos). La resistencia de diseño a la rotura por bloque de cortante, ϕR_n , será determinada como sigue:

a) **Cuando:**

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

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_v + F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}] \quad (10-3)$$

b) **Cuando:**

$$F_u A_{nt} < 0.6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_t] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}] \quad (10-4)$$

→ **Donde:**

$$\phi = 0.75$$

A_v = área total sujeta a cortante

A_t = área total sujeta a tracción

A_{nv} = área neta sometida a cortante

10.8 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Aplica para el diseño de los elementos de conexión, tales como los rigidizadores, las cartelas o chapas de los nodos, los ángulos, las ménsulas y el panel de las conexiones viga-columna.

De no interceptarse en un mismo punto los diferentes ejes de los elementos conectantes en un empalme, deberá tenerse en cuenta, por excentricidad, los esfuerzos por flexión y cortante en el diseño de la conexión.

10.8.1 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIONES TRACCIONADAS

La resistencia de diseño, ϕR_n , de los elementos de conexión soldados o atornillados, estáticamente traccionados, (ejemplo los empalmes y las cartelas), será el menor valor obtenido de analizar los siguientes estados límites:

a) Fluencia por tracción de los elementos conectados:

$$\begin{aligned}\phi &= 0.90 \\ R_n &= A_t F_y\end{aligned}\tag{10-5}$$

b) Rotura por tracción de los elementos conectados:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = A_n F_u$$

→ Donde:

$$A_n = \text{área neta} \leq 0.85 A_t$$

c) Rotura por bloque de cortante de los elementos conectados, se calculará según Sección 10.5.3

10.8.2 OTROS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Para todos los otros elementos de conexión, la resistencia de diseño, ϕR_n , se determinará para el estado límite aplicable que asegure que sea igual o mayor que las solicitaciones mayoradas. La resistencia nominal R_n , será la apropiada para la geometría y el tipo de cargas en el elemento de conexión. La fluencia por cortante en los elementos de conexión se calculará con:

$$\begin{aligned}\phi &= 0.90 \\ R_n &= 0.60 A_t F_y\end{aligned}\tag{10-6}$$

Para los elementos de conexión comprimidos, se seleccionará el estado límite apropiado.

10.9 SOLDADURAS

10.9.1 SOLDADURA DE RANURA O BISEL

Usada cuando los elementos de placa se unen a tope a lo largo de sus bordes conservando la continuidad del elemento. También se usa en juntas de esquina o Te, cuando se requiere la capacidad total de las placas.

10.9.1.1 ÁREA EFECTIVA

El área efectiva de una soldadura de ranura o de bisel será el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura o bisel de penetración completa, será el espesor correspondiente a la parte unida más delgada.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura o bisel de penetración parcial será la profundidad del bisel si éste es en U, en J, o en V $\geq 60^\circ$. Cuando el bisel es en V $< 60^\circ$ pero mayor o igual a 45° , será la profundidad del bisel menos 3 mm (1/8").

10.9.2 SOLDADURA DE FILETE

Usada cuando los elementos de placa se unen en posición paralela (junta solapada) o perpendicular (junta Te).

10.9.2.1 ÁREA EFECTIVA

El área efectiva de una soldadura de filete será el producto del espesor teórico de la garganta por la longitud efectiva de la soldadura.

El espesor teórico de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz de la soldadura a la superficie externa de ésta. La raíz de la soldadura es el punto donde las superficies de las caras de las piezas de metal original se intersecan.

10.9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de las soldaduras será el menor valor entre $\phi F_{BM} A_{BM}$ y $\phi F_W A_W$ según sea aplicable. Los valores de ϕ , F_{BM} y F_W y sus limitaciones están dados en la Tabla 10.1, donde:

F_{BM} = Resistencia nominal del material base.

F_W = Resistencia nominal del electrodo.

A_{BM} = Área de la sección transversal.

A_W = Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.

ϕ = Factor de resistencia.

10.9.4 SOLDADURAS COMBINADAS

Cuando dos o más tipos de soldadura (de ranura o bisel, de filete, o de tapón), se combinan en una sola unión, se calculará por separado la resistencia de diseño efectiva de cada una con referencia al eje del grupo, a fin de determinar la resistencia de diseño de la conexión.

10.10 PERNOS Y PARTES ROSCADAS.

10.10.1 DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS

La dimensión normal de los agujeros para pernos será 1.58mm (1/16") mayor que el diámetro nominal del perno. Se podrá usar agujeros más grandes en las bases de las columnas cuando sean necesarios por las tolerancias en la localización de los pernos de anclajes en las fundaciones de hormigón.

10.10.1.1 AGUJEROS AGRANDADOS (HOLGADOS)

La dimensión de los agujeros holgados será de 3mm (1/8") hasta 8mm (3/16") mayores que el diámetro nominal del sujetador. Se permite usar este tipo de agujero en conexiones tipo fricción solamente.

10.10.1.2 AGUJEROS DE RANURA CORTA (SSL)

Son agujeros ovalados en los cuales el lado corto coincide sus dimensiones con las de los agujeros estándar. Puede usarse en las conexiones tipo aplastamiento si la línea de acción de la fuerza es perpendicular a la dirección de la ranura. En las conexiones tipo fricción se usará sin importar la dirección de la fuerza.

10.10.1.3 AGUJEROS DE RANURA LARGA (LSL)

Son agujeros ovalados similares a los de ranura corta pero con un ranurado mayor. Sólo se usarán en una de las partes conectantes y preferiblemente en placas o elementos conectantes interiores.

Su uso con respecto a las conexiones tipo aplastamiento y tipo fricción es igual que para agujeros de ranura corta.

10.10.2 ESPACIAMIENTO MÍNIMO

La distancia entre centro de agujeros de cualquier tamaño no será menor que tres veces el diámetro nominal del tornillo.

10.10.3 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE

La distancia de los centros de los agujeros estándar a cualquier borde no será menor que 1.75 veces el diámetro nominal del tornillo.

En las placas base de columnas, esta distancia mínima será la adecuada para que los pernos de anclajes puedan ser colocados dentro del confinamiento del hormigón.

En las conexiones de deslizamiento crítico, la distancia desde el centro del tornillo extremo hasta el borde de la parte conectada hacia el cual se dirigen las cargas, cumplirá con los requerimientos de la Sección 10.10.7, a fin de garantizar la resistencia de diseño al aplastamiento.

10.10.4 DISTANCIA AL BORDE Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO

- La distancia máxima desde el centro de un conector al borde más cercano de una de las piezas en contacto será de 12 veces el menor de los espesores de las placas conectadas, pero no excederá de 150 mm.
- El espaciamiento máximo longitudinal entre los conectores de elementos en contacto continuo consistentes de una placa y un perfil o de dos placas, deberá ser igual o menor a 14 veces el menor de los espesores utilizados, pero no excederá de 180mm.

10.10.4 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA SUJETADORES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE TENSIÓN Y CORTANTE

La resistencia de diseño a tracción o cortante de un sujetador es: ϕF_n .

→Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$F_n = F_t A_b \text{ (tracción)}$$

$$F_n = F_v A_b \text{ (cortante)}$$

A_b = Área del sujetador correspondiente a su diámetro normal.

F_t = Resistencia teórica a tracción; dadas en Tabla 10.1.

F_v = Resistencia teórica a cortante; dadas en Tabla 10.1.

10.10.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

Las conexiones tipo aplastamiento deberán diseñarse para el estado límite más crítico entre las siguientes: la resistencia de los sujetadores al cortante, por la resistencia al aplastamiento de los sujetadores y las placas conectadas o por la resistencia de los sujetadores a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante.

10.10.6.1 RESISTENCIA POR CORTANTE DEL SUJETADOR

La resistencia de diseño de un tornillo en cortante simple es $\phi F_v A_b$, definida en Sección 10.10.5.

Si el tornillo está en cortante doble, la resistencia de diseño será el doble que a cortante simple. Aunque los tornillos estén sometidos a cortante en más de dos planos, sólo se considerará un máximo de dos planos, para el cálculo de la resistencia de diseño.

10.10.6.2 RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO DEL SUJETADOR

La resistencia de diseño por aplastamiento de un tornillo se calculará con la expresión: $\phi R_n d_t$, donde:

$$\phi = 0.75$$

$R_n = 2.4F_u$, si el agujero es estándar o de ranura corta

$R_n = 2.0F_u$, si el agujero es de ranura larga y la carga perpendicular a éste.

d = diámetro nominal del tornillo

F_u = resistencia a la tensión mínima especificada de las partes conectadas.

t = espesor más delgado de las partes conectadas

La resistencia de diseño al aplastamiento de la conexión será la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales.

10.10.6.3 RESISTENCIA A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSIÓN Y CORTANTE EN EL SUJETADOR

En las conexiones tipo aplastamiento, la resistencia de diseño de un sujetador sometido a tracción y cortante combinados es: $\phi F_t A_b$,

→ Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_t = esfuerzo nominal de tensión para sujetadores en conexión tipo aplastamiento, calculado a partir de las fórmulas dadas en la Tabla 10.2 como función de f_u , esfuerzo de corte producido por las cargas mayoradas.

10.10.7 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CONEXIONES TIPO FRICCIÓN

10.10.7.1 RESISTENCIA POR CORTANTE

La resistencia de diseño por cortante en conexiones tipo fricción con tornillos de alta resistencia, para carga de servicios será: $\phi F_v A_b$,

→ Donde:

$\phi = 1.0$ factor de resistencia para usar en agujeros estándar, agrandados, de ranura corta y de ranura larga cuando la carga es perpendicular a la ranura.

$\phi = 0.85$ factor de resistencia para cuando el agujero es ranura larga y la carga actúa paralela a la ranura.

F_v = resistencia nominal por cortante en tornillos de alta resistencia en conexiones tipo fricción. (Según Tabla 10.1).

A_b = área nominal del tornillo.

Si junto con la carga viva y la carga muerta se toma en cuenta la carga de viento, el cortante total solicitado debido a la combinación de cargas, como cargas de servicio, se multiplicará por 0.75.

10.10.7.2 RESISTENCIA POR TENSIÓN Y CORTANTE COMBINADOS

Cuando una conexión tipo fricción está sujeta a una tensión adicional por efecto de las cargas externas, se reduce la fuerza de apriete, por tanto, el esfuerzo cortante nominal F_v , deberá multiplicarse por un factor de reducción:

$$\left[1 - \frac{(T)}{(0.8T_b N_b)} \right] \quad (10-7)$$

→ Donde:

T = fuerza de tensión de la junta debido a una carga directa aplicada a todos los pernos.

T_b = carga de pretensión especificada sobre el perno equivalente al 70% del producto de la resistencia teórica a tensión del perno, dado en la Tabla 10.1, por su área nominal

N_b = número de tornillos llevando la carga de servicio aplicada T

10.10.8 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN AGUJEROS DE PERNOS

La resistencia de diseño al aplastamiento se verificará tanto en las conexiones tipo aplastamiento como en las conexiones de deslizamiento crítico.

La resistencia de diseño será la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos individuales.

La resistencia de diseño al aplastamiento para el agujero del perno es ϕR_n , donde:

$$\phi = 0.75$$

R_n = resistencia teórica que se determinará como sigue:

a) Para un perno en una conexión en agujero estándar, agujeros agrandados y agujeros de ranura corta independientemente de la dirección de la línea de acción de la fuerza, o en agujeros de ranura larga donde el eje mayor de la ranura es paralelo a la fuerza de aplastamiento:

- Cuando la deformación en el agujero del perno bajo cargas de servicio es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (10-8)$$

- Cuando la deformación en el agujero del perno bajo cargas de servicio no es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (10-9)$$

b) Para un perno en una conexión con agujero de ranura larga, cuyo eje mayor es perpendicular a la línea de acción de la fuerza:

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dt F_u \quad (10-10)$$

→Donde:

F_u = resistencia mínima de tensión especificada para la parte conectada

L_c = distancia libre en la dirección de la fuerza entre el borde del agujero adyacente y el borde del material

d = diámetro nominal del perno

t = espesor de la parte conectada

10.10.9 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA SUPERFICIE DE APOYO

10.10.9.1 APOYO SOBRE PLACA BASE

La resistencia de diseño de una superficie metálica apoyando un elemento estructural es ϕR_n ,

→Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 1.8F_y A_{pb} \quad (10-11)$$

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la placa de apoyo

A_{pb} = área del apoyo proyectada

10.10.9.2 APOYO SOBRE HORMIGÓN

La resistencia de diseño para placas de acero apoyado sobre hormigón es: $\phi_c P_p$,

→ Donde:

$$\phi_c = 0.60$$

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (10-12)$$

A_1 = área de la placa centrícamente apoyada sobre el hormigón

A_2 = área máxima de superficie portante que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$

10.11 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS EMBEBIDAS

Los pernos de anclaje deberán estar dimensionados de acuerdo a los estados límites que apliquen para su diseño de acuerdo al análisis estructural de cada caso en particular. Para dimensionar el diámetro y el número de pernos, así como su ubicación, refiérase al Artículo 10.10 de este Reglamento. Para dimensionar largo del perno, doblez de los extremos, etc., deberá referirse al Reglamento para el Diseño y la Construcción de Edificios de Hormigón Armado.

TABLA 10.1
RESISTENCIA DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS

Descripción de los pernos y partes roscadas	Tracción		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Factor de minoración de la resistencia ϕ	Resistencia teórica F_t (kgf/cm ²)	Factor de minoración de la resistencia ϕ	Resistencia teórica F_u (kgf/cm ²)
Pernos A307	0.75	3164	0.75	1687
Pernos A325 cuando la rosca está incluida en los planos de corte		6328		3375
Pernos A325 cuando la rosca no está incluida en los planos de corte		6328		4218
Pernos A490 cuando la rosca está incluida en los planos de corte		7945		4218
Pernos A490 cuando la rosca no está incluida en los planos de corte		7945		5273
Partes roscadas que cumplen los requerimientos definidos en el Artículo 1.5.2.4, cuando la rosca está incluida en los planos de corte		$0.75F_u$		$0.40F_u$
Partes roscadas que cumplen los requerimientos definidos en el Artículo 1.5.2.4, cuando la rosca no está incluida en los planos de corte		$0.75F_u$		$0.50F_u$

TABLA 10.2
TENSIÓN LÍMITE A TRACCIÓN PARA PERNOS Y PARTES ROSCADAS
EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO
FT, EN KGF/CM²

Descripción del conector	Rosca incluida en el plano de corte	Rosca no incluida en el plano de corte
Pernos A307	$4148 - 2.5f_v \leq 3164$	
Pernos A325/A325M	$8226 - 2.5f_v \leq 6328$	$8226 - 2.0f_v \leq 6328$
Pernos A490/A490M	$10335 - 2.5f_v \leq 7945$	$10335 - 2.0f_v \leq 7945$
Partes roscadas, pernos A449 de diámetro superior a 38mm (1.5plg)	$0.98F_u - 2.5f_v \leq 0.75F_u$	$0.98F_u - 2.0f_v \leq 0.75F_u$

TABLA 10.3
RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

Tipo de Soldadura y Tensiones (a)	Material	Factor de Minoración de la Resistencia Teórica ϕ	Resistencia Teórica F_{BM} o F_W	Metal de Aporte Requisitos (b,c)
Soldaduras Bisel de Penetración Completa				
Tracción normal al área efectiva	Base	0.90	F_{Y0}	Se debe usar soldadura "compatible". Véase la nota (d) para requisitos de tenacidad.
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	align="center"> F_Y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al metal de aporte compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante sobre el área efectiva	Base Soldadura	0.90 0.80	$0.60F_Y$ $0.60F_{EXX}$	
Soldaduras Bisel de Penetración Parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	align="center"> F_Y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)				

Tipo de Soldadura y Tensiones (a)	Material	Factor de Minoración de la Resistencia Teórica ϕ	Resistencia Teórica F_{BM} o F_W	Metal de Aporte Requisitos (b,c)
Cortante paralelo al eje de soldadura	Base soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$ (f)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible. Véase la nota (h) para requisitos de tenacidad.
Tracción normal al área efectiva	Base Soldadura	0.90 0.80	F_Y $0.60F_{EXX}$	
Soldaduras de Filete				
Cortante sobre el área efectiva	Base Soldadura	0.75 0.75	$0.60F_{EXX}$ (f),(g) $0.45F_{EXX}$ (h)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible. Véase la nota (h) para requisitos de tenacidad.
Tracción o compresión paralelas al eje de soldadura	Base	0.90	F_Y	
Soldaduras de Tapón o de Ranura				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$ (f)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible.

- a) Para la definición del área efectiva, véase la Sección 10.9
- b) Para la soldadura "compatible", véase la Tabla 3.1 AWS.
- c) Se permite soldadura con una resistencia superior, en un nivel, a la de la soldadura "compatible".
- d) En las juntas en T o esquina donde se deje permanentemente el material de respaldo, se usará material de respaldo que cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad, exigidos a las probetas de ensayos Charpa con entalla en V, de $J=2.75 \text{ kgf}\cdot\text{m}$ a la temperatura $TCV = 4^\circ \text{C}$. Cuando el material de respaldo no cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad y se deja permanentemente el material de respaldo, la junta se dimensionará utilizando la resistencia teórica y el factor de minoración de la resistencia teórica correspondiente a soldaduras de penetración parcial.
- e) Las soldaduras de filete y las de bisel de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre alas y alma, pueden diseñarse, sin considerar las tensiones, a tensión o a compresión en estos elementos paralelos al eje de las soldaduras.
- f) El diseño del material conectado está gobernado por las Secciones 10.7 y 10.8.
- g) Véase nota (h).
- Cuando se utilice metal de aporte que no cumple los requisitos de tenacidad en combinación con filetes de soldaduras y solicitaciones transversales, se usará la menor resistencia teórica F_W .

ART. 11.- FABRICACIÓN, ERECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

Todos los proyectos de edificaciones de acero deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos, sin ser limitativos, para la elaboración de los planos de taller, fabricación, pintura de taller, montaje y control de calidad.

11.1 PLANOS DE TALLER

Antes de ejecutar la fabricación de los componentes de una estructura deberán prepararse planos de taller en los cuales se suministre toda la información necesaria para la fabricación, incluyendo localización, tipos y dimensiones de todos los pernos y soldaduras. Estos planos indicarán con claridad las soldaduras a ejecutarse en taller y las soldaduras a ejecutarse en campo. También se podrá identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller deben contener, como mínimo:

- a) Esquema con ejes teóricos
- b) Dibujo de los miembros en sí, a escala adecuada, en donde se muestre:
 - Las líneas de gramil, los ejes teóricos o ambos, determinando claramente el punto de corte de los ejes.
 - Los perfiles, con indicación del material y su ubicación real, es decir, el sentido que deben tener sus alas teniendo en cuenta las distancias de gramiles o líneas teóricas, numeración o posición de cada uno para su fácil identificación y las vistas o detalles necesarios para mostrar y aclarar todas perforaciones, cortes o soldaduras.
 - Las dimensiones de cada elemento, es decir, si se trata de una estructura atornillada, longitud total, descuentos, distancia entre perforaciones; si es soldada, longitud del miembro, descuentos, cortes y símbolo de la soldadura necesaria.
 - La forma de las cartelas y su numeración.
 - El título en donde se indique de qué elemento se trata y la cantidad necesaria de él para ejecutar la obra.
 - Los cortes, secciones o detalles necesarios para mostrar claramente la unión de los diferentes perfiles o las formas compuestas.
 - El despiece de aquellos perfiles que por su forma o localización sea difícil acotar dentro del conjunto.

11.2 FABRICACIÓN

Deberá presentarse documentación que certifique la calidad de los materiales a usar.

La sustitución y/o modificación de un elemento o conexión, requerirá la autorización de la Supervisión de común acuerdo con el ingeniero responsable del diseño.

Para corregir curvatura, introducir contraflechas o enderezar, está permitido el uso de medios mecánicos o el calentamiento local del elemento. La temperatura de las áreas calentadas no excederá de 593° C para aceros ASTM A514 / A514M, y A852 / A852M, ni de 650° C para otros aceros, medida de acuerdo con métodos apropiados.

A menos que se indique específicamente en los planos de diseño o se incluya en las especificaciones de soldadura sobre preparación de bordes, no se requiere un cepillado o pulido de los bordes de chapas o secciones cortadas térmicamente o cizalladas.

Los bordes libres cortados con gas que vayan a estar sometidos a tracciones, estarán libres de estrías, muescas o socavaciones; estas irregularidades podrán permitirse siempre y cuando su profundidad no exceda de 5mm. Las irregularidades mayores de 5mm de profundidad se eliminarán con esmeril o serán reparadas con soldadura.

En estructuras de ensamble complicado, se recomienda realizar pre-armado en taller, para corregir posibles fallas que pudieran presentarse durante la ejecución del montaje en campo.

11.2.1 CONSTRUCCIÓN SOLDADA

La técnica empleada para soldar, la calidad de la mano de obra, la apariencia y la calidad de las soldaduras efectuadas así como los métodos empleados para corregir el trabajo, deberán estar de acuerdo con la Norma AWS D1-1 vigente.

No se permitirá la ejecución de soldadura por personal no calificado por los organismos autorizados para tales fines.

11.2.2 CONSTRUCCIÓN ATORNILLADA.

Las superficies de las partes a ser conectadas estarán libres de escamas sueltas, herrumbre, grasa, pintura, polvo y cualquier otra sustancia extraña.

Todas las partes de los miembros atornillados se sujetarán rígidamente entre sí con tornillos durante el montaje. Las operaciones para alinear los agujeros efectuados durante el montaje, no deberán distorsionar el metal o agrandar los agujeros. El alineamiento deficiente de las perforaciones será una causa de rechazo.

Cuando el espesor del material es igual o menor que el diámetro nominal del tornillo, los agujeros pueden ser punzonados. Si el espesor del material es mayor que el diámetro nominal del tornillo, así como los agujeros que se ejecuten en chapas de acero A514 de espesor superior a 13mm, serán taladrados.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia, en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca, no deben presentar una inclinación mayor de 1 a 20 con respecto a un plano normal al eje

del tornillo. Cuando esta inclinación es mayor, se empleará una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo.

11.3 PINTURA DE TALLER

11.3.1 REQUISITOS GENERALES

A menos que en los documentos contractuales se especifique de otra manera, las partes de acero que quedarán ocultas por los acabados interiores de la edificación no requieren ser pintadas, tampoco los miembros embebidos en hormigón. Salvo cuando se exceptúe específicamente, a todas las demás partes de acero se le dará una capa de pintura en el taller, aplicada completa y uniformemente con brochas, pistola o rolo, o por flujo o inmersión, según lo establecido en las especificaciones del proyecto, sobre superficies secas que hayan sido limpiadas previamente, como se detalla en el párrafo siguiente.

Una vez inspeccionadas y aprobadas, antes de que salgan de taller, todas las partes de acero que se ha especificado pintar se limpiarán, manualmente con cepillo de alambre o con otros métodos seleccionados establecidos en las especificaciones del proyecto, para quitarles las escamas de laminación sueltas, herrumbre suelta, escoria de soldadura o depósitos de fundente, polvo y otras sustancias extrañas. Los depósitos de aceite y grasa serán retirados con disolventes. Las partes de acero que se ha especificado no pintarlas en el taller, luego de fabricarlas se limpiarán de aceite o grasa con disolventes y se les quitará el polvo y otros materiales extraños mediante un barrido cuidadoso con cepillos de fibra.

La capa de pintura en el taller tiene por objeto proteger el acero sólo durante corto tiempo de exposición, aun cuando sea la base para la pintura subsecuente que otros le aplicarán en obra.

Los pernos de anclajes deberán tener protección adecuada que evite su oxidación durante la vida útil de la estructura.

11.4 MONTAJE

11.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Será requisito para iniciar la erección de la estructura, la presencia de la Supervisión.

- Las bases de los elementos se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con su pedestal.
- Siempre que sea necesario se colocarán arriostramientos temporales para resistir todas las cargas a que la estructura pueda estar sometida durante la construcción, incluyendo equipos y su operación. Estos arriostramientos se dejarán colocados mientras sean necesarios para la seguridad de la estructura.
- No se permitirá rasgado de agujero con oxi-corte.
- No se permitirá sobrecalentar los elementos para alinearlos o aplomarlos.
- Ningún miembro estructural será forzado sin la debida aprobación de la Supervisión y el visto bueno del ingeniero responsable del diseño.

- Siempre que se use tuercas de nivelación debajo de las placas base de las columnas, será obligatorio aplicar Grout (cemento de alta retracción) para rellenar el espacio entre el hormigón y la placa base de las columnas. Este deberá estar aplicado antes de vaciar cualquier losa en la estructura.
- Cuando se coloque placas de conexiones en estructuras de hormigón existentes, deberá removerse el pañete, morteros y mosaicos en caso de losas, sustituirlos por Grout con el mismo criterio que para placas de columnas.

11.4.2 CONEXIONES DE CAMPO

A medida que avanza el montaje los miembros y elementos que componen la estructura se asegurarán firmemente mediante pernos o soldaduras, a fin de resistir todas las solicitaciones debidas al peso propio, viento o sismo, así como las producidas durante el proceso constructivo.

No se colocarán pernos o soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que vaya a quedar rigidizada por estos haya sido alineada correctamente.

Los tornillos serán seleccionados conforme a las especificaciones contenidas en los planos y su colocación verificados por la Supervisión.

11.4.3 SOLDADURA DE CAMPO

Las soldaduras en obra se harán conforme a la especificación del procedimiento de soldadura preparado por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de las normas AWS D1.1 y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Se limpiará con cepillo de alambre cualquier pintura de taller que esté sobre las superficies adyacentes a las juntas que van ser soldadas en obra, a fin de reducir la película de pintura.

Para garantizar el adecuado almacenamiento de los electrodos y obtener una buena soldadura en campo, será de uso obligatorio hornos portátiles en obra.

11.4.4 PINTURA DE CAMPO

Las responsabilidades para el retoque y la limpieza, así como para el trabajo de pintura en general, se asignarán de acuerdo con las prácticas locales aceptadas y estas responsabilidades se establecerán explícitamente en los anexos que forman parte integrante del contrato.

ART. 12.- FORMATO DEL REGLAMENTO

El presente Reglamento será publicado en el formato que disponga la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines, CONARTIA.

ART. 13.- REMISIÓN DEL REGLAMENTO

Envíese a la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Telecomunicaciones, para los fines correspondientes.

DADO en la ciudad de Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los dieciocho (18) días del mes de agosto del año dos mil siete (2007), año 164 de la Independencia y 144 de la Restauración.

LEONEL FERNÁNDEZ

PROHIBIDA LA VENTA

Comentarios y Ejemplos de Aplicación

COMENTARIOS

C.1.7.4 BASES DE DISEÑO

Al método de diseño por factor de carga y resistencia (LRFD siglas en inglés), también se le denomina diseño por estados límites.

Un estado límite es una condición en la cual la estructura o un elemento estructural, presenta el límite de su utilidad estructural. Los estados límites pueden ser dictados por los requerimientos de funcionabilidad, como la deflexión o el desplazamiento máximo. Pueden ser conceptuales como el mecanismo de formación de rótula plástica o pueden ser representados por el colapso de la estructura o parte de ella, tal como la fractura o la inestabilidad.

Una estructura es segura (esto es, no viola un estado límite) si $(R-Q) \geq 0$, o $(R/Q) \geq 1$, ó $\ln(R/Q) \geq 0$. R representa la resistencia de un elemento estructural y Q es el efecto de carga o fuerza calculada debida a las cargas máximas que se esperan durante la vida de la estructura.

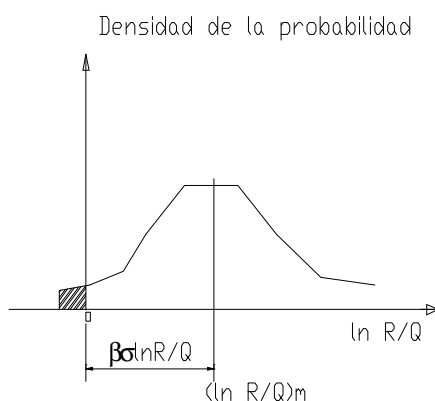


Figura 1

La figura 1 muestra la distribución del $\ln(R/Q)$. El estado límite es violado si $\ln(R/Q)$ es negativo y la probabilidad de que esto suceda se representa en el área sombreada. Cuanto más pequeña sea esta área, más confiable será el elemento estructural. Dicha área varía con la distancia del valor medio del $\ln(R/Q)$ desde el origen. Esta distancia depende de dos factores: el ancho de la curva de distribución caracterizado por su desviación estándar $\sigma_{\ln(R/Q)}$ (dispersión de los datos que forman la distribución) y un factor β , que se denomina **índice de confiabilidad**.

La fórmula simple del índice de confiabilidad β , obtenida a partir de los valores medios y las desviaciones estándar del análisis de los datos sobre cargas y propiedades de los materiales, es la siguiente:

$$\beta = \frac{\ln(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (1)$$

→ Donde

R_m y Q_m son los valores medios de la resistencia R y efecto de cargas Q respectivamente y V_R y V_Q son los coeficientes de variación respectivamente de la resistencia R y los efectos de cargas Q .

El formato general para el diseño está dado por la fórmula:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2)$$

→ Donde

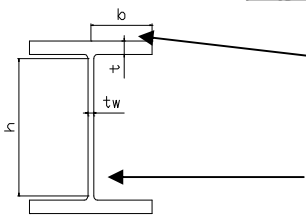
El lado izquierdo representa la resistencia requerida calculada por un análisis estructural basado sobre cargas asumidas y el lado derecho representa la capacidad estructural del miembro seleccionado.

Los valores de γ_i , son factores de carga con los que se mayoran los efectos individuales de carga Q_i , para considerar las incertidumbres en las cargas y ϕ es un factor de resistencia que toma en cuenta las incertidumbres inherentes en la determinación de la resistencia.

Los factores γ y ϕ se determinan del índice de confiabilidad β , (que es una medida de la probabilidad de exceder un estado límite) y de los datos estadísticos apropiados.

Una característica de este método basado en la probabilidad, es que las variaciones de los valores de β pueden ser reducidos especificando varios valores de β como meta y eligiendo múltiples cargas y factores de resistencia hasta alcanzar el valor de β meta. Así, el comité sobre especificaciones ha fijado el factor de resistencia ϕ para los diferentes estados límites usados en el desarrollo de este Reglamento.

C.2.5.1 EJEMPLOS ELEGIDOS DE LOS REQUERIMIENTOS DE LA TABLA 2.1(A) Y 2.1(B)

	FLEXIÓN	COMPRESIÓN AXIAL
	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 0.83 \sqrt{\frac{E}{F_L}}$	$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$
	$\lambda_p = 3.75 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$
	$\left\{ \begin{array}{l} \text{perforada} \dots \lambda_r = 1.86 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \\ \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \end{array} \right\}$	$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_r = 1.86 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \\ \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \end{array} \right\}$

	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{E}{F_L/K_C}}$ $\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ $\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_Y/K_C}}$ $\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_Y/K_C}}$ $\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$
	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ $\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}, \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ $\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$
	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ $\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ $\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$

C.3.1 EFECTO DE SEGUNDO ORDEN

Para pórticos bajo cargas laterales y de gravedad, combinados, la deflexión horizontal (Δ) ocurre al inicio de las cargas aplicadas. A un valor dado de las cargas aplicadas, el pórtico tiene una cantidad definida de desplazamiento horizontal (Δ). En pórticos no arriostrados, momentos adicionales de flexión secundarios, conocidos como momentos $P\Delta$, pueden ser desarrollados en las vigas y columnas del sistema resistente a fuerzas laterales de cada piso. P es la fuerza gravitacional total del piso y Δ es el desplazamiento horizontal del piso. Como las cargas aumentan, el momento $P\Delta$ aumenta. Por lo tanto, el efecto $P\Delta$ debe ser considerado en el diseño del pórtico. Similarmente, en pórticos arriostrados, los aumentos en fuerzas axiales ocurren en los miembros del sistema de arriostramiento; sin embargo, tales efectos son generalmente menos significativos. El diseño deberá considerar estos efectos para todo tipo de pórticos y determinar su importancia. Puesto que los efectos $P\Delta$ pueden causar derivas del pórtico más grande que las calculadas, no haciendo caso de ellas, deberán también ser incluidos en el análisis de la deriva de las cargas de servicios, cuando estos sean significativos.

C.3.2 ESTABILIDAD DE PÓRTICO

La estabilidad de la estructura deberá ser considerada desde el punto de vista de la estructura como un todo, incluyendo no solamente los miembros a compresión, sino también las vigas, sistema de arriostrados y conexiones. La estabilidad de un elemento individual también debe ser considerada.

El concepto de longitud efectiva es un método de estimación de los efectos de interacción del pórtico total sobre el elemento comprimido considerado. Este concepto usa el factor K para igualar la resistencia de un elemento aporticado a compresión de longitud L a un miembro equivalente articulado en los extremos de la longitud KL sujeto a carga axial solamente.

En la Tabla 1 se presentan los valores teóricos de K para seis condiciones idealizadas en las cuales la rotación y la traslación del nudo están permitidas o restringidas. También muestra los valores sugeridos para diseño, recomendados por el Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural (SSRC, siglas en inglés), para uso cuando las condiciones son aproximadas al diseño actual.

TABLA 1
VALORES DE K PARA COLUMNAS

Caso	Condición de Restricción		Valor de K Teórico	Valor de K Recomendado
	Extremo A	Extremo B		
I	Rotación : Restringido Traslación : Restringido	Rotación : Restringido Traslación : Restringido	0.5	0.65
II	Rotación : Restringido Traslación : Restringido	Rotación : Libre Traslación : Restringido	0.7	0.8
III	Rotación : Restringido Traslación : Restringido	Rotación : Restringido Traslación : Libre	1.0	1.2
IV	Rotación : Libre Traslación : Restringido	Rotación : Libre Traslación : Restringido	1.0	1.0
V	Rotación : Restringido Traslación : Restringido	Rotación : Libre Traslación : Libre	2.0	2.10
VI	Rotación : Libre Traslación : Restringido	Rotación : Restringido Traslación : Libre	2.0	2.0

C.4.1 RESISTENCIA A TENSION

La calidad de los materiales debe ser siempre preocupación del profesional que ejecuta la obra. Así, quien fabrica la estructura metálica deberá exigir de los suplidores la documentación que certifique la calidad del acero, para que pueda ser utilizado conforme a las especificaciones contenidas en los planos del proyecto.

En las construcciones livianas, (naves industriales, almacenes, etc.) usamos chapas de espesores delgados. Este acero es importado, en la mayoría de los casos, en bobinas laminadas en caliente que luego son enderezadas en frío y cortadas a medidas comerciales. Para tener datos de la calidad de este acero, se hizo pruebas de tracción a varias muestras de distintos espesores tomados al azar.

La gráfica 1 muestra el comportamiento de los valores de (F_y) y (F_u) obtenidos de las muestras ensayadas. El 12.9% de las muestras ensayadas no satisfacen el esfuerzo mínimo de fluencia (F_y) para un acero estructural A-36. El 19.35% de las muestras ensayadas no satisface el esfuerzo mínimo de rotura (F_u) para un acero estructural A-36.

La Tabla 2 presenta la información completa de las muestras ensayadas.

GRÁFICA 1

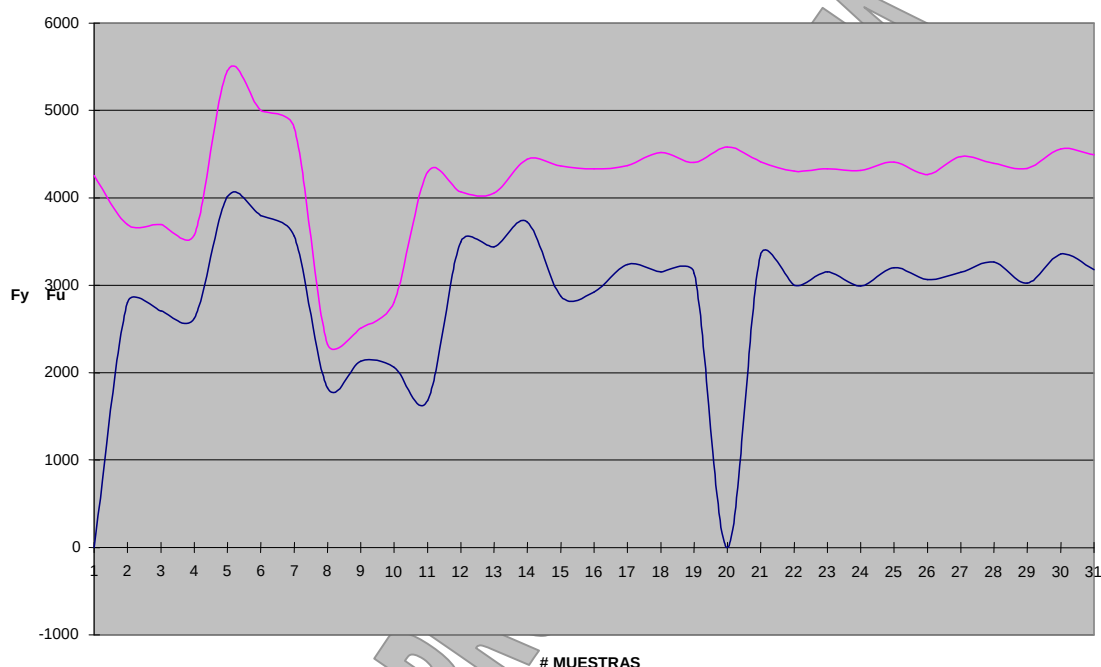


TABLA 2
PRUEBAS DE TRACCIÓN REALIZADAS EN EL LABORATORIO DE MECÁNICA DE LOS
MATERIALES DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE SANTO DOMINGO -INTEC-

MUESTRA	INFORMACIÓN TOMADA DE LAS MUESTRAS			CARGAS APLICADAS		ESFUERZOS CALCULADOS	
	ESPESOR	ANCHO	ÁREA	FLUENCIA	ROTURA	F _y	F _u
No.	mm	mm	cm ²	kgf.	kgf.	kgf/cm ²	kgf/cm ²
1	1.66	22.80	0.378480	*	1610	**	4,254
2	1.65	23.80	0.392700	1100	1450	2,801	3,692
3	1.71	25.50	0.436050	1180	1610	2,706	3,692
4	1.68	24.98	0.419664	1100	1500	2,621	3,574
5	1.66	21.32	0.353912	1420	1930	4,012	5,453
6	1.68	23.20	0.389760	1480	1950	3,797	5,003
7	1.66	25.21	0.418486	1490	2010	3,560	4,803
8	2.33	24.70	0.575510	1050	1340	1,824	2,328
9	2.35	24.58	0.577630	1230	1450	2,129	2,510
10	2.28	24.22	0.552216	1140	1550	2,064	2,807
11	3.08	23.97	0.738276	1240	3170	1,680	4,294
12	3.09	22.20	0.685980	2400	2790	3,499	4,067
13	3.18	22.41	0.712638	2450	2890	3,438	4,055
14	3.10	23.03	0.713930	2660	3170	3,726	4,440
15	5.98	24.38	1.457924	4190	6360	2,874	4,362
16	6.03	25.60	1.543680	4510	6690	2,922	4,334
17	6.04	23.87	1.441748	4670	6300	3,239	4,370
18	6.05	25.27	1.528835	4820	6910	3,153	4,520
19	6.05	26.11	1.579655	4960	6960	3,140	4,406
20	6.00	24.40	1.464000	*	6710	**	4,583
21	6.15	23.50	1.445250	4830	6380	3,342	4,414
22	6.00	24.00	1.440000	4320	6200	3,000	4,306
23	6.10	22.10	1.348100	4250	5840	3,153	4,332
24	6.05	24.80	1.500400	4490	6470	2,993	4,312
25	6.15	23.00	1.414500	4530	6240	3,203	4,411
26	6.15	26.20	1.611300	4940	6880	3,066	4,270
27	6.10	24.70	1.506700	4740	6740	3,146	4,473
28	6.00	24.15	1.449000	4730	6370	3,264	4,396
29	6.05	25.20	1.524600	4610	6610	3,024	4,336
30	6.10	23.00	1.403000	4710	6400	3,357	4,562
31	6.15	24.80	1.525200	4850	6850	3,180	4,491

* Lectura no definida

** Falta lectura de carga aplicada

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

1 CONEXIÓN SIMPLE (A CORTANTE)

CASO 1:

Conexión atornillada/soldada, usando doble angular apoyado al ala de la columna. Como se muestra en la fig. 1

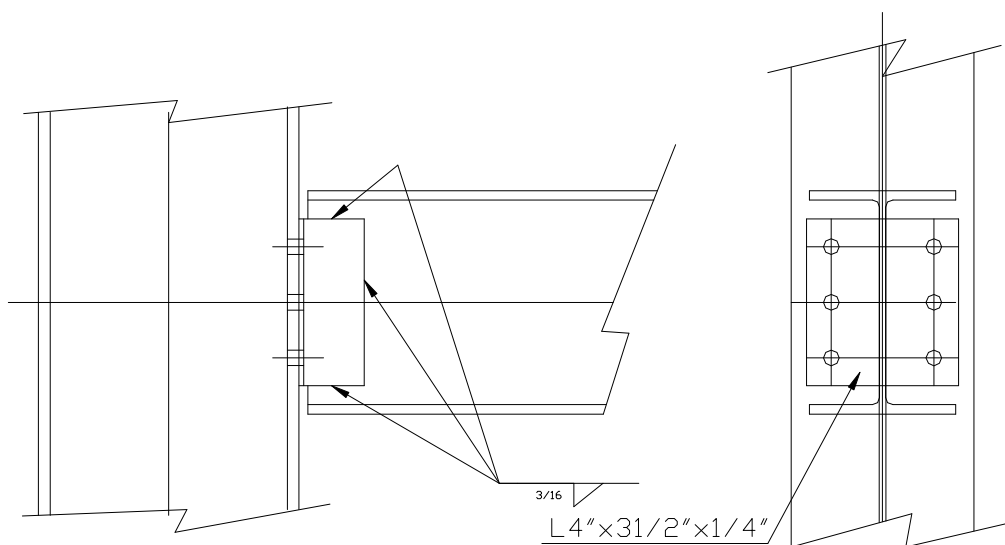


FIG. 1- CONEXIÓN A CORTANTE VIGA - COLUMNA

MATERIALES

Acero A-36: $F_y = 36 \text{ Ksi}$, $F_u = 58 \text{ Ksi}$
 $(1 \text{ Ksi}) = 70.308 \text{ kg/cm}^2$
 Tornillos: $\frac{3}{4}$ " A-325-N
 Soldadura: E 70 XX

Viga: W12x40
 $t_w = 7.94 \text{ mm}$ (5/16 pulg.)
 $d = 305 \text{ mm}$ (12 pulg.)
 L 4"x 3 1/2"x 1/4"

DETERMINAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DE LA CONEXIÓN

Las condiciones a chequear son:

- Resistencia de los tornillos
- Resistencia de los ángulos
- Resistencia del alma de la viga en el plano de falla.
- Resistencia de la soldadura.

La resistencia máxima (cortante máximo) de la conexión será, el menor valor de las condiciones estudiadas.

a) Resistencia de los tornillos. (6 tornillos A-325-N)

- De la Sección 10.10.5

$$R_u = \phi F_n = 0.75 F_v A_b \text{ (para cada tornillo).}$$

- De la Tabla 10.1

$$F_v = 0.75 F_u = 0.75 \times 3375 = 2531.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_u = 6 (0.75 (2531.25 \text{ kg/cm}^2 \times 2.85 \text{ cm}^2)) = \underline{32,460 \text{ kg.}}$$

b) Resistencia de los angulares

- De la Sección 10.7.1

$$R_u = \phi R_n = 0.75 (0.6 F_u A_{nv})$$

$$F_u = 58 \text{ Ksi} = 4077.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{nv} = 0.635(22.86 - 3 (2.064)) \times 2 = 21.17 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 0.75 (0.6 \times 4077.86 \times 21.17) = \underline{38,847 \text{ kg.}}$$

c) Resistencia alma de la viga en el plano de falla

- De la Sección 10.7.1

$$R_u = \phi R_n = 0.75 (0.6 F_u A_{nv})$$

$$A_{nv} = 0.794 \text{ cm} \times 30.225 \text{ cm} = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 0.75 (0.6 \times 4077.86 \times 24.00) = \underline{44,041 \text{ kg.}}$$

d) Resistencia de la soldadura

- De la Sección 10.9.3

$$R_u = \phi F_w A_w$$

- De la Tabla 10.3

$$\phi = 0.75$$

$F_w = 0.45 F_{Exx}$. Si usamos electrodos E- 70 XX:

$$F_w = 0.45 \times 70 \text{ksi} = 31.5 \text{ksi} = 2214.7 \text{ kg/cm}^2$$

A_w = (área efectiva de la soldadura) = raíz x longitud

$$A_w = (0.476 \text{ cm} \times 22.86 \text{ cm}) \times 2 = 21.76 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 0.75 \times 2214.7 \text{ kg/cm}^2 \times 21.76 \text{ cm}^2 = \underline{36,143 \text{ kg.}}$$

La resistencia máxima de la conexión es de 32,460 kg. , que es aportada por los tornillos.

2 CONEXIÓN RÍGIDA (A MOMENTO FLECTOR)

CASO 2

Chapas soldadas a las alas de la viga y soldadas al ala de la columna soporte

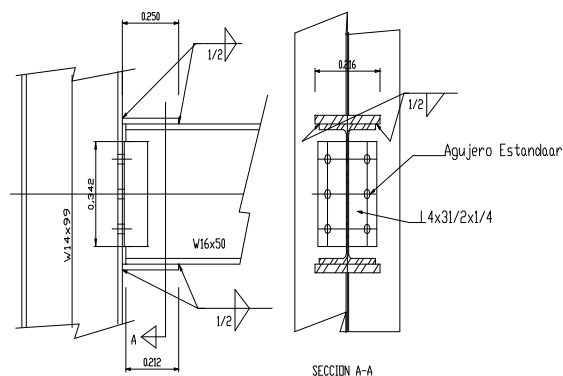


Fig. 2 Conexión rígida

MATERIALES

Acero A-36: $F_y = 36 \text{ ksi}$

$F_u = 58 \text{ ksi}$
 $(1 \text{ ksi}) = 70.308 \text{ Kg/cm}^2$
 Tornillos: $\frac{3}{4}"$ A-325-N
 Soldadura: E 70 XX

Viga: W16x50

$t_w = 9.02 \text{ mm}$ (0.355 pulg.)
 $d = 413 \text{ mm}$ (16.26 pulg.)
 $b_f = 191 \text{ mm}$ (7.50 pulg.)
 $t_f = 14 \text{ mm}$ (0.57 pulg.)
 $Z_x = 1655 \text{ cm}^3$ (101 pulg.³)
 Chapa: 19.05 x 216 x 250 mm

Columna: W14 x99

$d = 361 \text{ mm}$ (14.2 pulg.)
 $t_w = 12 \text{ mm}$ (0.485 pulg.)
 $b_f = 371 \text{ mm}$ (14.6 pulg.)
 $t_f = 20 \text{ mm}$ (0.780 pulg.)

DETERMINAR LA RESISTENCIA (R_u Y M_u) DE LA CONEXIÓN

Este tipo de conexión es una combinación de conexión a cortante, más chapas conectadas (atornilladas o soldadas) a las alas de la viga, para absorber la tracción y la compresión producidas por el momento flector en la conexión.

Para calcular la resistencia del cortante (R_u), se procede de la misma manera que se hizo en el caso anterior (conexión simple). Para determinar la resistencia (M_u) de la conexión, chequearemos las condiciones siguientes:

Resistencia a tracción de la chapa soldada

- a) Resistencia a compresión de la chapa soldada
- b) Resistencia de la soldadura de la chapa soldada y
- c) Resistencia a flexión de la viga.
- e) **Resistencia a tracción de la chapa**
 - De la Sección 4.1

$$P_u = \phi P_n = \phi F_y A_T$$

$$= 0.90 (36 \text{ ksi} \times 70.308) (1.905 \times 21.6) = \underline{93.734 \text{ kg}}$$

- f) **Resistencia a compresión de la chapa**
 - De la Sección 5.2.1

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c A_T F_{cr} ; F_{cr} = Q(0.658^{\lambda_c^2}) F_y ;$$

→ Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$L = 3.8 \text{ cm}$. (distancia de la cara de la columna al extremo del ala de la viga.)

$K = 0.65$ de la Tabla 12.1

$$r = d/12 = 0.288675 \text{ d} = 0.5499 \text{ cm}.$$

$$\lambda_c = \frac{0.65 \times 3.8}{0.5499\pi} \sqrt{\frac{(36 \times 70.308)}{2.1 \times 10^6}} = 0.05 < 1.5 \quad Q=1$$

$$F_{cr} = (0.658)^{0.05^2} \times (36 \times 70.308) = 2528.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = \phi P_n = \phi A_t F_{cr}$$

$$= 0.85 (21.6 \times 1.905) \times 2528.44 = \underline{88,341 \text{ kg}}$$

g) Resistencia de la soldadura

$$P_u = \phi F_w A_w ; \phi = 0.75$$

$$F_w = 0.45 \times F_{Exx} = 0.45(70 \text{ ksi} \times 70.308) = 2214.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_w = \text{raíz} \times \text{longitud} = (1.27 \text{ cm} \times 21.2 \text{ cm})^2 = 53.84 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 0.75 \times 2214.7 \times 53.84 = \underline{89,430 \text{ kg}}$$

h) Resistencia a flexión de la viga

- De Sección 6.1.1

$$M_u = \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

$$M_u = 0.90 \times (36 \times 70.308) \times 1655 = \underline{37,700 \text{ kg-m}}$$

La condición que determina la resistencia al momento (M_u) es la compresión de la chapa soldada. ($P_u = 88,341 \text{ kg}$).

$$M_u = P_u \times d = 88,341 \times 0.4130 \text{ m} = \underline{36,485 \text{ kg-m}}$$

PROHIBIDA LA VENTA

APÉNDICE

REGLAMENTO PARA DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En virtud de la ley No.687, promulgada el día 27 de julio de 1982, el Estado creó un Sistema de Reglamentación de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines para garantizar la seguridad de las estructuras, la habitabilidad, la preservación de la ecología y demás normas relativas a las obras de transporte y edificios, así como para definir una política de reglamentación acorde con la tecnología actual de estas disciplinas. Para estos fines se crearon los siguientes organismos:

- a) **La Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines**, adscrita a la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, investida como la única autoridad estatal encargada de definir la política de Reglamentación de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines.
- b) **La Dirección General de Reglamentos y Sistemas**, organismo ejecutivo de la Comisión Nacional y encargado de la elaboración, de la coordinación y del control de la aplicación de los reglamentos técnicos.

De conformidad con la Ley antes citada, presentamos este **Reglamento para Diseño, Fabricación y Montaje de Estructuras de Acero**, cuyo objetivo es establecer los requerimientos mínimos que deben cumplirse en el Diseño, construcción y montaje de Estructuras Metálicas en general, para garantizar la seguridad de los usuarios de dichas Estructuras.

Este proyecto de Reglamento fue elaborado por el Ing. Diógenes López Custodio y el Ing. Víctor López Custodio, y aprobado por la Dirección General de Reglamentos y Sistemas, DGRS. Fue sometido a un proceso de revisión por un Comité Técnico, convocado en Septiembre del 2004, el cual estuvo integrado por los siguientes representantes del sector público y privado:

INSTITUCIÓN

REPRESENTANTE

Ingeniería Estructural del Acero, S.A.

Ing. Félix Cruz

Grupo COMETAL

Ing. Elizabeth Paniagua
Ing. Andick Soto

DIGENOR

Lic. Sandra Gómez

Consorcio OACASA/CONSEL

Ing. Ramón Gómez Uribe

Banco Nacional de la Vivienda (BNV)

Ing. Elaine Segura

SEOPC:

Dirección General de Reglamentos y Sistemas

Ing. Jaquelin Medrano
Ing. Rosa Ortiz
Ing. Justina Chávez

Departamento de Mantenimiento de Puentes Metálicos

Ing. Franklin Monción

Elaboración y Coordinación

Ing. Diógenes López Custodio
Ing. Víctor López Custodio

El anteproyecto de Reglamento fue aprobado por la Directora General de Reglamentos y Sistemas, Ing. Jaquelin Medrano, y convertido en Proyecto de Reglamento. Posteriormente fue sometido a la consideración de la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA), para su estudio y opinión, el cual fue aprobado con representación de los siguientes profesionales de las instituciones miembro de esta Comisión:

REPRESENTANTE	INSTITUCIÓN
Ing. Claudia F. de los Santos Sub-secretaria de Estado	Presidente ex officio de CONARTIA
Arq. Héctor T. Lockhart Director Gral. Infraestructura Escolar	Secretaría de Estado de Educación
Arq. Rafael Vázquez Asesor Técnico	Instituto Nacional de la Vivienda
Arq. Marcos Martínez Presidente ISES-CODIA	CODIA
Ing. Cristian Ciccone Vicepresidente	Cámara Dominicana de la Construcción
Arq. Marcos Blonda Inspector de la Gerencia FHA	Banco Nacional de la Vivienda
Ing. Ramón Chahede Sub-secretario Técnico	Liga Municipal Dominicana
Ing. Francisco De León Gerente de Proyectos	INDRHI
Ing. José Morató Director Depto. Planes y Proyectos	Secretaría de Estado de Turismo
Sr. Carlos Barrientos Enc. Progr. Y Asistencia Técnica	INAPA
Ing. Leonardo Reyes Madera Miembro del Consejo	SODOSÍSMICA
Ing. Caonabo Ortega Director de Ingeniería Emp. Elect. Transm.	CDEEE
Ing. Andrés Pichardo Director Ingeniería	SESPAS
Ing. Héctor Martínez Director Técnico de Digenor	SEIC
Ing. Jaquelin Medrano Directora General de Reglamentos y Sistemas	Secretaria de la CONARTIA

La Comisión Nacional, luego de conocer y aprobar el proyecto de Reglamento, lo remite a la Presidencia de la República, a la Consultoría Jurídica del Poder Ejecutivo, para fines de oficialización.

Este proyecto fue oficializado como el Reglamento No.436-07 a los 18 días del mes de agosto del año 2007.

Los Reglamentos serán publicados y se editará una cantidad suficiente de ejemplares para ser puestos a disposición de los interesados en la forma establecida por la Dirección General de Reglamentos y Sistemas.

ING. MANUEL DE JESÚS PÉREZ GÓMEZ
Secretario de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones

PROHIBIDA LA VENTA