

NORMAS ESTRUCTURALES PARA TORRES Y ESTRUCTURAS DE ACERO PARA ANTENAS

OBJETIVO

El objetivo de estas normas es proporcionar criterios mínimos para la especificación y el diseño de torres y estructuras de acero para antenas. No es la intención de estas normas reemplazar los códigos aplicables. La información contenida en estas normas se obtuvo de las fuentes a las cuales se hace referencia en la presente y representa, a juicio del subcomité, las prácticas aceptadas por la industria en relación con las normas mínimas para el diseño de estructuras de acero para antenas. Esta información se presenta exclusivamente a título informativo. Aunque creemos que es correcta, no se debería confiar en esta información para ninguna aplicación específica sin un examen y verificación profesional de su exactitud y aplicabilidad por parte de un ingeniero habilitado. En estas normas se usan criterios de carga de viento que se basan en una probabilidad anual, y no pretenden abarcar todas las condiciones ambientales que podrían existir en una ubicación particular.

Estas normas se aplican a torres y estructuras de acero para antenas para todo tipo de servicios de comunicaciones, tales como AM, CATV, FM, Microondas, Celular, TV, VHF, etc.

Estas normas pueden ser adaptadas para su uso a nivel internacional; sin embargo, para ello se deberá determinar la correcta velocidad básica del viento (velocidad máxima del viento en una milla o "fastest-mile") y la carga de hielo en el sitio de emplazamiento en el país en cuestión en base a datos meteorológicos.

En estas normas las unidades equivalentes del Sistema Internacional se presentan entre corchetes [].

En el Anexo G se incluyen los factores para convertir al SI.

Es responsabilidad del usuario obtener la información específica de cada sitio y los requisitos que difieran de aquellos contenidos en estas normas.

El Anexo A incluye una lista de verificación que le facilitará al usuario especificar los requisitos para una estructura determinada al usar estas normas. Se advierte al usuario que las condiciones locales de viento y hielo, si son conocidas, reemplazan los valores mínimos indicados en la presente.

ALCANCE

Estas normas describen los requisitos para torres y estructuras de acero que soportan antenas.

1 MATERIAL

1.1 Norma

1.1.1 A excepción de lo establecido en 1.1.2, los materiales deben satisfacer una de las normas siguientes.

1.1.1.1 El acero estructural, el acero colado, las piezas forjadas y los bulones deben satisfacer las especificaciones para materiales listadas en la edición del 1° de junio de 1989 de la publicación "*Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design*" del American Institute of Steel Construction, a la cual de aquí en más se hace referencia como especificación AISC.

1.1.1.2 Los miembros estructurales de acero de consistencia liviana deben ser de calidad estructural según lo definido en la edición del 19 de agosto de 1986 de la publicación "*Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*" del American Iron and Steel Institute, a la cual de aquí en más se hace referencia como especificación AISI.

1.1.1.3 Los materiales para las estructuras y componentes tubulares deben satisfacer la sección 7.0 de la especificación ANSI/NEMA TT1-1983, "*Tapered Tubular Steel Structures*".

1.1.2 Si se utilizan materiales diferentes a los especificados en la presente, el proveedor deberá proporcionar datos certificados sobre las propiedades mecánicas y químicas.

1.1.3 Bulones y dispositivos fijadores de tuercas (excluyendo los accesorios para las riendas).

1.1.3.1 Las conexiones antideslizantes y las conexiones sujetas a tracción en las cuales la aplicación de cargas externas da como resultado una acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas se deben materializar con bulones de alta resistencia ajustados con las mínimas tensiones para bulones especificadas en la edición del 13 de noviembre de 1985 del documento "*Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*" del AISC.

Excepción: Si se puede demostrar que la rigidez de las partes conectadas es suficiente para reducir las fuerzas de palanca hasta hacerlas insignificantes, las conexiones traccionadas se pueden hacer con bulones de alta resistencia ajustados hasta la condición de ajuste sin huelgo según lo definido en la especificación AISC mencionada en 1.1.3.1.

(Nota: Las superficies de contacto de las conexiones antideslizantes no se deben aceitar ni pintar y, en el caso de materiales galvanizados, las superficies de contacto se deben preparar de acuerdo con la especificación AISC mencionada en 1.1.3.1.)

1.1.3.2 Las conexiones de tipo portante se pueden hacer con bulones de alta resistencia ajustados hasta la condición de ajuste sin huelgo según lo definido en la especificación AISC mencionada en 1.1.3.1.

1.1.3.3 Si se usan bulones de alta resistencia ajustados de acuerdo con la especificación AISC mencionada en 1.1.3.1 no se requiere un dispositivo fijador de tuerca.

1.1.3.4 Los bulones no abarcados por 1.1.3.3 requieren un dispositivo fijador de tuerca.

1.1.3.5 Dentro del alcance de esta sección no se deben usar materiales diferentes al acero.

2 CARGAS

2.1 Definiciones

2.1.1 Carga muerta o carga permanente – Peso de la estructura, riendas y accesorios.

2.1.2 Carga de hielo – Espesor radial de hielo aplicado uniformemente alrededor de las superficies expuestas de la estructura, riendas y accesorios.

2.1.2.1 A menos que se especifique lo contrario, un espesor de hielo radial especificado se debe considerar como hielo macizo.

2.1.2.2 La densidad del hielo macizo se debe considerar como 56 lb/ft³ [8,8 kN/m³].

2.1.2.3 La densidad de la cencellada se debe considerar como 30 lb/ft³ [4,7 kN/m³].

2.1.3 Carga de viento – Carga de viento según los requisitos especificados en 2.3 (ver Anexo A).

2.1.3.1 Velocidad básica del viento – Velocidad máxima del viento en una milla 33 ft [10 m] sobre el nivel del terreno correspondiente a una probabilidad anual de 0,02 (intervalo de recurrencia de 50 años).

2.1.4 Accesorios – Elementos unidos a la estructura tales como antenas, líneas de transmisión, conductos, equipos de iluminación, escaleras, plataformas, carteles, dispositivos de protección, etc.

2.1.4.1 Accesorio puntual – Accesorio cuya carga se puede suponer concentrada en un punto.

2.1.4.2 Accesorio lineal – Accesorio cuya carga se puede suponer distribuida sobre una sección de la estructura.

2.2 Nomenclatura para la Sección 2 - Cargas

A _A	Área proyectada de un accesorio lineal
A _C	Área proyectada de un accesorio puntual
A _E	Área proyectada efectiva de los componentes estructurales en una cara
A _F	Área proyectada de los componentes planos en una cara
A _G	Área bruta de una cara de la torre, determinada como si la cara fuera maciza
A _R	Área proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara
C	Coefficiente de velocidad para los coeficientes de fuerza de las estructuras tipo monoposte
C _A	Coefficiente de fuerza para accesorio lineal o puntual
C _D	Coefficiente de fuerza de tiro de las riendas
C _F	Coefficiente de fuerza de la estructura
C _L	Coefficiente de fuerza de levantamiento de las riendas
D	Peso permanente de la estructura, riendas y accesorios
D _F	Factor de dirección del viento para componentes estructurales planos
D _P	Diámetro promedio o menor ancho promedio de una estructura tipo monoposte
D _R	Factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares
F	Fuerza horizontal aplicada a una sección de la estructura
F _C	Carga de viento de diseño sobre un accesorio puntual
F _D	Fuerza de tiro total sobre una rienda
F _L	Fuerza de levantamiento total sobre una rienda

G_H	Factor de ráfaga para velocidad máxima del viento en una milla
I	Peso de hielo
K_Z	Coefficiente de exposición
L_C	Longitud de la cuerda entre los extremos de una rienda
R_R	Factor de reducción para componentes estructurales circulares
V	Velocidad básica del viento correspondiente a la ubicación de la estructura
W_I	Carga de viento de diseño sobre la estructura, accesorios, riendas, etc., con hielo radial
W_O	Carga de viento de diseño sobre la estructura, accesorios, riendas, etc., sin hielo radial
d	Diámetro de los cables de las riendas
e	Relación de solidez
h	Altura total de la estructura
q_Z	Presión de velocidad
r	Relación entre el diámetro de las esquinas y el diámetro de un círculo inscrito en una estructura tipo monoposte
t	Espesor de hielo radial
z	Altura por encima del nivel del terreno hasta el punto medio de la sección, accesorio o guía
Q	Ángulo dextrógiro formado por la cuerda que une los extremos de una rienda y el vector correspondiente a la dirección del viento

2.3 Norma

2.3.1 Cargas de viento y de hielo

2.3.1.1 La carga total de viento de diseño debe incluir la sumatoria de las fuerzas horizontales aplicadas a la estructura en la dirección del viento y la carga de viento de diseño sobre riendas y accesorios puntuales.

2.3.1.2 Esta norma no establece específicamente un requisito sobre el hielo. Dependiendo de la altura, elevación y condiciones de exposición de la torre, la carga de hielo puede representar una carga significativa para la estructura en la mayor parte del territorio de Estados Unidos. Si la estructura está ubicada en un sitio donde se prevé acumulación de hielo, al especificar los requisitos para la estructura se debe considerar una carga de hielo. (Ver Anexos A y H.)

2.3.2 La fuerza horizontal (F) aplicada a cada sección de la estructura se debe calcular usando la siguiente ecuación:

$$F = q_Z G_H [C_F A_E + \Sigma (C_A A_A)] \text{ (lb) [N]}$$

Pero no debe ser mayor que $2 q_Z G_H A_G$

donde $A_G = \text{Área bruta de una cara de la torre (ft}^2\text{) [m}^2\text{]}$

(Nota: Se debe suponer que todos los accesorios, incluyendo las antenas, montajes y líneas, permanecen intactos y unidos a la estructura independientemente de su capacidad de carga de viento.)

2.3.3 La presión de velocidad (q_z) y el coeficiente de exposición (K_z) se deben calcular usando las siguientes ecuaciones (ver Anexo A):

$$q_z = 0,00256 K_z V^2 \text{ (lb/ft}^2\text{) para } V \text{ en mi/h ó}$$

$$q_z = 0,613 K_z V^2 \text{ [Pa] para } V \text{ en m/s}$$

$$K_z = [z/33]^{2/7} \text{ para } z \text{ en ft ó}$$

$$K_z = [z/10]^{2/7} \text{ para } z \text{ en metros}$$

$$1,00 \leq K_z \leq 2,58$$

V = Velocidad básica del viento correspondiente a la ubicación de la estructura (mi/h) [m/s]

z = Altura por encima del nivel medio del terreno hasta el punto medio de la sección (ft) [m]

2.3.3.1 A menos que se especifique lo contrario, la velocidad básica del viento (V) correspondiente a la ubicación de la estructura se debe determinar en base a la sección 16.

2.3.4 Factor de ráfaga

2.3.4.1 Para las estructuras reticuladas el factor de ráfaga (G_H) se debe calcular usando la siguiente ecuación:

$$G_H = 0,65 + 0,60/(h/33)^{1/7} \text{ para } h \text{ en ft ó}$$

$$G_H = 0,65 + 0,60/(h/10)^{1/7} \text{ para } h \text{ en metros}$$

$$1,00 \leq G_H \leq 1,25$$

2.3.4.2 Para las estructuras tipo monoposte el factor de ráfaga (G_H) debe ser igual a 1,69.

2.3.4.3 Se debe aplicar solamente un factor de ráfaga para toda la estructura.

2.3.4.4 Cuando sobre una estructura reticulada se monten estructuras tipo poste de acero tubulares o de celosía en voladizo, el factor de ráfaga para el poste y la estructura reticulada se debe basar en la altura de la estructura reticulada sin el poste. Las tensiones calculadas para las estructuras tipo poste y sus conexiones a estructuras reticuladas se deben multiplicar por 1,25 para compensar el mayor factor de ráfaga correspondiente a estructuras tipo poste montadas.

2.3.5 Coeficientes de fuerza de las estructuras

2.3.5.1 Para las estructuras reticuladas, el coeficiente de fuerza (C_F) para cada sección de la estructura se debe calcular usando las siguientes ecuaciones:

$$C_F = 4,0e^2 - 5,9e + 4,0 \text{ (Secciones cuadradas)}$$

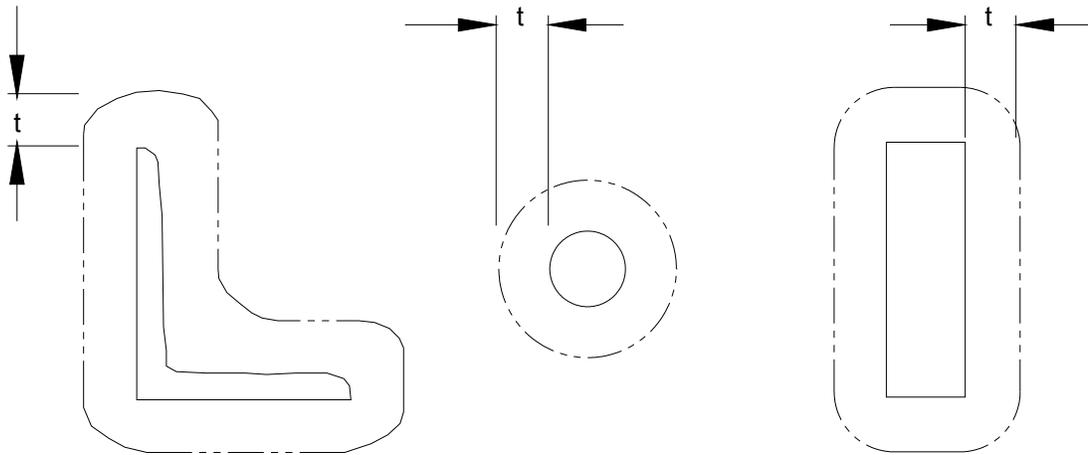
$$C_F = 3,4e^2 - 4,7e + 3,4 \text{ (Secciones triangulares)}$$

$$e = \text{relación de solidez} = (A_F + A_R)/A_G$$

A_F = Área proyectada (ft²) [m²] de los componentes estructurales planos en una cara de la sección.

A_R = Área proyectada (ft²) [m²] de los componentes estructurales circulares en una cara de la sección y, si está especificado, área proyectada de hielo en los componentes estructurales planos y circulares. (Ver Figura 1).

(Nota: El área proyectada de los componentes estructurales debe incluir el área proyectada de las placas de conexión.)



t = Espesor radial de hielo especificado

Figura 1

(Nota: Se supondrá que, si está especificado, el hielo se acumula uniformemente sobre todas las superficies tal como se ilustra. El área proyectada adicional provocada por la acumulación de hielo se puede considerar cilíndrica, aunque el área proyectada sin hielo sea plana. En el caso de accesorios lineales poco espaciales con acumulación de hielo se debe considerar el cambio de geometría de circular a plana.)

2.3.5.2 Para las estructuras tipo monoposte de acero, el coeficiente de fuerza de la estructura (C_F) se debe determinar a partir de la Tabla 1.

2.3.6 El área proyectada efectiva de los componentes estructurales (A_E) para una sección se debe calcular a partir de la ecuación:

$$A_E = D_F A_F + D_R A_R R_R \text{ (ft}^2\text{) [m}^2\text{]}$$

(Nota: Para las estructuras tipo monoposte de acero A_E debe ser el área proyectada real calculada en base al diámetro del poste o su ancho total.)

2.3.6.1 Los factores de dirección del viento, D_F y D_R , se deben determinar a partir de la Tabla 2.

2.3.6.2 El factor de reducción (R_R) para los componentes estructurales circulares se debe calcular a partir de la ecuación:

$$R_R = 0,51e^2 + 0,57 \quad R_R \leq 1,0$$

2.3.6.3 Al calcular la relación de solidez y las fuerzas de viento los accesorios lineales que están unidos a una cara y cuyo ancho no se extiende más allá del área proyectada normal de la cara se pueden considerar como componentes estructurales.

Tabla 1					
Coefficientes de fuerza (C_F) para estructuras tipo monoposte en voladizo					
C (mph ft)	Circular	16 lados $r < 0,26$	16 lados $r \geq 0,26$	12 lados	8 lados
< 32	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
32 a 64	$\frac{130}{(C)^{1,3}}$	$1,78 + 1,40r - \frac{C}{91,5} - \frac{C(r)}{22,9}$	$0,72 + \frac{(64 - C)}{44,8}$	$\frac{12,5}{(C)^{0,6}}$	1,20
> 64	0,59	$1,08 - 1,40r$	0,72	1,03	1,20
Unidades del SI					
C (m/s m)	Circular	16 lados $r < 0,26$	16 lados $r \geq$	12 lados	8 lados
< 4,4	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
4,4 a 8,7	$\frac{9,74}{(C)^{1,3}}$	$1,78 + 1,40r - \frac{C}{12,5} - \frac{C(r)}{3,12}$	$0,72 + \frac{(8,7 - C)}{6,10}$	$\frac{3,78}{(C)^{0,6}}$	1,20
> 8,7	0,59	$1,08 - 1,40r$	0,72	1,03	1,20
$C = \sqrt{K_Z} V D_p$ para D_p en ft [m]					
Notas:					
1. Estos coeficientes de fuerza se aplican solamente a las estructuras tipo monoposte en voladizo aisladas o montadas en la parte superior de una estructura reticulada.					
2. Los coeficientes de fuerza indicados toman en cuenta las reducciones de la carga de viento bajo condiciones de flujo supercrítico y, por lo tanto, no se aplican a los accesorios unidos a la estructura. En la Tabla 3 se indican los coeficientes de fuerza para los accesorios.					
3. Cualquiera sea la geometría de la sección transversal, no es necesario que C_f sea mayor que 1,2 para ningún valor de C.					
4. V es la velocidad básica del viento para la condición de carga investigada.					

Tabla 2					
Factores de dirección del viento					
Sección transversal de la torre	Cuadrada		Triangular		
Dirección del viento	Normal	$\pm 45^\circ$ *	Normal	60° *	$\pm 90^\circ$ *
D_F	1,0	$1+0,75e$ (1,2 máx.)	1,0	0,80	0,85
D_R	1,0	$1+0,75e$ (1,2 máx.)	1,0	1,0	1,0
*Medidos a partir de una línea normal a la cara de la estructura.					

2.3.7 El coeficiente de fuerza (C_A) a aplicar al área proyectada (ft^2) [m^2] de un accesorio lineal (A_A) que no se considera como un componente estructural se debe determinar a partir de la Tabla 3. El coeficiente de fuerza para miembros cilíndricos se puede aplicar al área proyectada adicional del hielo radial, si éste está especificado. (Ver Figura 1.)

Tabla 3		
Coefficientes de fuerza para accesorios		
Tipo de miembro	Relación de aspecto ≤ 7	Relación de aspecto ≥ 25
	C_A	C_A
Plano	1,4	2,0
Cilíndrico	0,8	1,2
Relación de aspecto = Relación longitud total/ancho en un plano normal a la dirección del viento. (La relación de aspecto no es función de la separación entre puntos de apoyo de los accesorios lineales, ni tampoco se considera que la longitud de la sección tiene una fuerza uniformemente distribuida.		
Nota: Para otras relaciones de aspecto se puede interpolar linealmente.		

2.3.8 Independientemente de su ubicación, los accesorios lineales no considerados como componentes estructurales de acuerdo con 2.3.6.3 se deben incluir en el término $\sum C_A A_A$.

2.3.9 La fuerza horizontal (F) aplicada a una sección de la estructura se puede asumir uniformemente distribuida en base a la presión del viento a la mitad de la altura de la sección.

2.3.9.1 En el caso de los mástiles arriendados la sección que se considera sometida a la fuerza uniformemente distribuida no debe ser mayor que la longitud entre los niveles de las riendas.

2.3.9.2 En el caso de las estructuras autosoportadas la sección que se considera sometida a la fuerza uniformemente distribuida no debe tener más de 60 ft [18 m].

2.3.9.3 En el caso de las estructuras tipo monoposte de acero la sección que se considera sometida a la fuerza uniformemente distribuida no debe tener más de 30 ft [9,1 m].

2.3.10 En ausencia de datos más precisos, la carga de viento de diseño (F_C) sobre un accesorio puntual tal como un escudo contra hielo, plataforma, etc. (excluyendo las antenas de microondas / reflectores pasivos) se debe calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$F_C = q_z G_H [\sum C_A A_C] \text{ (lb) [N]}$$

donde $\sum C_A A_C$ considera todos los elementos del accesorio puntual, incluyendo todas las líneas de alimentación, ménsulas, etc. relacionadas con el accesorio. Al calcular la relación de solidez y las fuerzas de viento, los componentes de un accesorio puntual unidos directamente a una de las caras de la torre y que no sobresalen de la misma se pueden considerar como componentes estructurales.

2.3.10.1 La presión de velocidad (q_z) se debe calcular en base a la altura de la línea de centro del accesorio.

2.3.10.2 En el caso de las estructuras reticuladas el factor de ráfaga (G_H) se debe calcular en base a la altura total de la estructura (ver 2.3.4.4), y en el caso de las estructuras tipo monoposte este factor debe ser igual a 1,69.

2.3.10.3 La carga de viento de diseño (F_C) se debe aplicar en una dirección horizontal en la dirección del viento.

2.3.10.4 El coeficiente de fuerza (C_A) aplicado al área proyectada (ft^2) [m^2] de un accesorio puntual (A_C) se debe determinar a partir de la Tabla 3. El coeficiente de fuerza para miembros cilíndricos se puede aplicar a las porciones cilíndricas del accesorio y al área proyectada adicional del hielo, si éste está especificado. (Ver Figura 1).

2.3.10.5 Cuando el fabricante de un accesorio provee un área de placa plana equivalente en base a la Revisión C de esta norma ($A_F = 2/3 A_R$), al determinar las cargas de viento de diseño al área de placa plana equivalente se debe aplicar un coeficiente de fuerza igual a 2,0. Si el accesorio está compuesto exclusivamente por miembros circulares se puede aplicar un coeficiente de fuerza igual a 1,8.

2.3.11 En ausencia de datos más precisos, las cargas de viento de diseño para antenas de microondas / reflectores pasivos se deben determinar usando el Anexo B.

2.3.12 Cuando no se especifican las orientaciones azimutales de antenas ubicadas a la misma altura relativa de la estructura, se debe asumir que las antenas irradian simétricamente alrededor de la estructura.

2.3.13 El apantallamiento de las antenas no se debe considerar.

2.3.14 La carga de viento de diseño sobre las riendas se debe determinar de acuerdo con la Figura 2. Se puede asumir una carga de viento de diseño uniforme en base a la presión de velocidad (q_z) a la mitad de la altura de cada rienda.

2.3.15 Las tensiones máximas en los miembros y las reacciones de la estructura se deben determinar considerando las direcciones de viento que provoquen las máximas fuerzas de viento y momentos torsores. En las estructuras reticuladas se deben considerar cada una de las direcciones de viento indicadas en la Tabla 2.

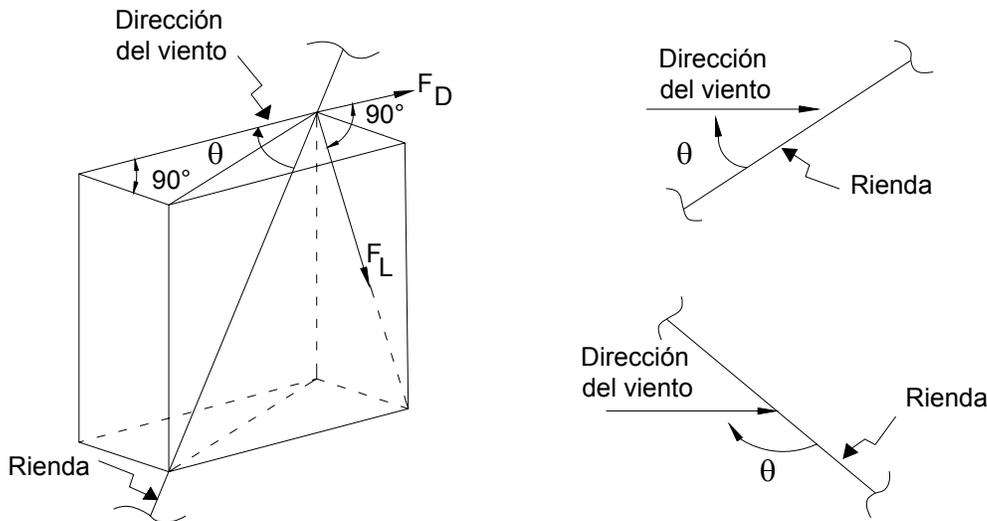
2.3.16 Al calcular las máximas tensiones en los miembros y reacciones de la estructura se deben considerar cada una de las siguientes combinaciones de cargas (ver Anexo A):

$$D + W_0$$

$$D + 0,75 W_I + I$$

(Nota: Si el comprador o la autoridad local especifica que la velocidad básica del viento ocurre simultáneamente con una carga de hielo, no se debe aplicar ningún factor de reducción a W_I .)

Fuerzas de viento sobre las riendas



$$F_D = q_z G_H C_D d L_C = \text{Fuerza de tiro total (lb) [N]}$$

$$F_L = q_z G_H C_L d L_C = \text{Fuerza de levantamiento total (lb) [N]}$$

$$q_z = \text{Presión de velocidad a la mitad de la altura de la rienda (lb/ft}^2\text{) [Pa] (ver 2.3.3)}$$

$$G_H = \text{Factor de ráfaga en base a la altura total de la estructura (ver 2.3.4)}$$

$$d = \text{Diámetro de los cables de la rienda (ft) [m]}$$

$$L_C = \text{Longitud de la cuerda entre los extremos de la rienda (ft) [m]}$$

$$\theta = \text{Ángulo dextrógiro formado por la cuerda entre los extremos de la rienda y el vector de la dirección del viento} (\theta \leq 180^\circ)$$

$$C_D = 1,2 \sin^3 \theta$$

$$C_L = 1,2 \sin^2 \theta \cos \theta$$

Figura 2

2.4 Referencias

AASHTO, "*Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaries and Traffic Signals*", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1995 y especificaciones interinas de 1988.

ASCE, "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*", ASCE 7-93, American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1993.

Diehl, W.S., "*Engineering Aerodynamics*", Revised Edition, Ronald Press Co., New York, NY, 1936.

IASSS, "*Recommendations for Guyed Masts*", International Association for Shell and Spatial Structures, Working Group Nr 4, 1981.

Lou, T., "*Force Coefficients for Transmission Towers*", Informe para el Doctorado en Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Texas Tech University, Lubbock, TX, 1983.

Simiu, E., Changery, M.J. y Filliben, J.J., "*Extreme Wind Speeds at 129 Stations in the Contiguous United States*", Building Science Series Report 118, National Bureau of Standards, Washington, D.C., 1979.

3 TENSIONES

3.1 Norma

3.1.1 A menos que se especifique lo contrario, los miembros estructurales se deben diseñar de acuerdo con la especificación AISC o AISI correspondiente.

3.1.1.1 Para las estructuras de menos de 700 ft [213 m] de altura las tensiones admisibles se pueden incrementar en 1/3 para las dos combinaciones de cargas definidas en 2.3.16.

3.1.1.2 Para las estructuras de 1200 ft [366 m] de altura o mayores no se deben incrementar las tensiones admisibles.

3.1.1.3 Para las estructuras comprendidas entre 700 ft [213 m] y 1200 ft [366 m] de altura las tensiones admisibles se pueden incrementar interpolando linealmente entre 1/3 y 0.

(Nota: Para las estructuras de 1200 ft [366 m] de altura o mayores las tensiones admisibles no se incrementan debido a las incertidumbres de los efectos del viento más allá de esta altura.)

3.1.1.4 A los fines de la determinación de las tensiones admisibles, la altura de la estructura se debe basar en la altura total de la estructura, incluyendo los postes tubulares o de celosía montados sobre la misma.

3.1.1.5 Ver 2.3.4.4 en referencia a los incrementos de tensión requeridos en el caso de estructuras tipo poste tubulares o de celosía en voladizo montadas sobre estructuras reticuladas.

3.1.2 En el caso de las estructuras arriendadas, al calcular las tensiones se debe considerar el desplazamiento del mástil en cada uno de los niveles de las riendas.

3.1.3 No es necesario satisfacer los requisitos sobre conexión de extremos y relleno intermitente indicados en la sección E4 de la especificación AISC para miembros formados por dos perfiles angulares si al determinar las tensiones admisibles la relación de esbeltez para el modo de pandeo que involucra deformación relativa entre los perfiles se modifica de la siguiente manera:

$$\left(\frac{KL}{R}\right)_M = \sqrt{\left(\frac{KL}{R}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{R_1}\right)^2}$$

donde

$\left(\frac{KL}{R}\right)_0$ = esbeltez de columna del miembro armado que actúa como una unidad respecto del eje que involucra deformación relativa

$\frac{a}{R_1}$ = mayor esbeltez de columna de los componentes individuales

$\left(\frac{KL}{R}\right)_M$ = esbeltez de columna modificada del miembro armado

a = distancia entre conectores

R_1 = mínimo radio de giro de un componente individual

3.1.4 Se debe usar un coeficiente de reducción igual a 0,75 al calcular las áreas netas efectivas de acuerdo con la sección B3 de la especificación AISC para perfiles angulares y otros miembros similares conectados por un ala con uno o dos sujetadores.

3.1.5 El factor de reducción de 3.1.4 no se aplica a la investigación del corte en bloque requerida de acuerdo con la sección J4 de la especificación AISC. Las áreas netas sujetas a corte y tracción se deben basar en diámetros de orificio 1/6 pulgada [1,6 mm] más grandes que los diámetros de los orificios para bulones.

3.1.6 Los orificios para bulones no deben ser considerados como "orificios para pasadores" (pin holes), conforme a lo referido en la sección D3 de la especificación AISC.

3.1.7 A los fines de calcular las tensiones de apoyo admisibles de acuerdo con la sección J3.7 de la especificación AISC, la deformación alrededor de los orificios para bulones constituye una consideración de diseño.

3.1.8 La Tabla J3.5 de la especificación AISC es aplicable excepto en los bordes cizallados donde la mínima distancia al borde debe ser igual a 1,5 por el diámetro del bulón.

- 3.1.9 La longitud no apoyada medida de un miembro comprimido se debe determinar considerando la rigidez de las partes conectadas y la dirección de pandeo alrededor del eje considerado.
- 3.1.10 Si, al calcular las tensiones admisibles, para los miembros con alas o miembros cuyos extremos están fijados mediante un único bulón se consideran factores de longitud efectiva menores que 1,00 cada uno de los factores debe ser justificado mediante ensayo o cálculo.
- 3.1.11 En las estructuras arriandadas, al calcular las tensiones admisibles de los miembros se debe considerar la estabilidad de la estructura entre los niveles de las riendas.
- 3.1.12 Preferentemente el valor máximo de la relación de esbeltez efectiva para miembros comprimidos debe ser de 150 para montantes, 200 para miembros de arriostamiento y 250 para miembros redundantes (miembros que se utilizan exclusivamente para reducir la esbeltez de otros miembros).
- 3.1.13 Los arriostamientos y los elementos redundantes que se usen para reducir la relación de esbeltez de los miembros comprimidos deben ser capaces de soportar una fuerza normal al miembro soportado igual a 1,5 por ciento de la carga axial calculada del miembro soportado. Esta fuerza no se aplicará simultáneamente con las fuerzas resultantes de las cargas aplicadas directamente sobre la estructura.
- 3.1.14 Perfiles angulares de acero estructural que actúan como miembros comprimidos
- 3.1.14.1 Las tensiones de compresión admisibles se deben calcular de acuerdo con la norma "*Specification for Allowable Stress Design of Single Angle Members*" de AISC, excepto que no se aplican los requisitos sobre pandeo flexotorsional.
- 3.1.14.2 Los miembros sujetos a cargas laterales, las cuales inducen flexión, deben satisfacer los requisitos de la sección 6 de la especificación AISC indicada en 3.1.14.1.
- 3.1.14.3 Los factores de longitud efectiva se deben calcular de acuerdo con ANSI/ASME 10-90, "*Design of Latticed Steel Transmission Towers*", a la cual de aquí en más se hace referencia como ASCE 10. (Ver Tabla 4.)
- (Nota: Los factores de longitud efectiva establecidos en ASCE 10 se adoptaron para ajustar las tensiones de compresión admisibles de AISC por los efectos de la carga axial excéntrica y restricción parcial de los extremos.)
- 3.1.14.4 Los factores de longitud efectiva diferentes a los especificados en el presente documento deben ser justificados mediante ensayos.
- 3.1.14.5 Las relaciones de esbeltez (L/R) indicadas en las Figuras 3 y 4 se deben usar a modo de guía para determinar las relaciones de esbeltez medidas y efectivas.
- 3.1.14.6 Los miembros se deben considerar totalmente efectivos cuando la relación entre su ancho y su espesor (w/t) no es mayor que el valor limitante especificado en ASCE 10.

3.1.14.6.1 Si las relaciones ancho-espesor exceden el valor limitante, las tensiones admisibles se deben reducir de acuerdo con la sección 4 de la especificación AISC mencionada en 3.1.14.1 con Q igual al valor calculado para F_{cr} en ASCE 10 dividido por la tensión de fluencia del miembro.

3.1.14.6.2 Para los perfiles conformados en frío el ancho w es igual a la distancia entre el radio interno de doblado y la fibra extrema, pero nunca menor que el ancho del perfil menos tres veces su espesor.

3.1.14.6.3 Las relaciones ancho-espesor (w/t) no deben ser mayores que 25.

3.1.14.7 Las curvas de esbeltez efectiva de ASCE 10, curvas 5 y 6 de la Tabla 4, se deben restringir a los arriostramientos y miembros redundantes con múltiples bulones o conexiones soldadas correctamente detalladas. Además, las conexiones deben ser a miembros que posean una resistencia a la flexión adecuada para resistir la rotación de la unión, incluyendo los efectos de las escuadras de refuerzo.

3.1.14.8 Si en una unión no se puede evitar la excentricidad, se deben considerar debidamente las tensiones adicionales inducidas en los miembros.

3.1.15 Al calcular las tensiones para las estructuras tipo monoposte se deben considerar los momentos flectores secundarios provocados por las cargas verticales.

3.1.15.1 Las tensiones admisibles combinadas de flexión y carga axial para estructuras tipo monoposte de acero poligonales o facetadas se deben determinar a partir de la Tabla 5.

Tabla 4

ANSI/ASCE 10-09 CURVAS DE ESBELTEZ EFECTIVA	
CURVAS 1-3 $\frac{L}{R} \leq 120$	CURVAS 4-6 $\frac{L}{R} > 120$
<p><u>CURVA 1</u> $\frac{KL}{L} = \frac{L}{R}$ (CONCÉNTRICO AMBOS EXTREMOS)</p> <p><u>CURVA 2</u> $\frac{KL}{R} = 30 + 0,75 \frac{L}{R}$ (EXCÉNTRICO EN UN EXTREMO)</p> <p><u>CURVA 3</u> $\frac{KL}{R} = 60 + 0,50 \frac{L}{R}$ (EXCÉNTRICO AMBOS EXTREMOS)</p>	<p><u>CURVA 4</u> $\frac{KL}{R} = \frac{L}{R}$ (SIN RESTRICCIÓN EN LOS EXTREMOS)</p> <p><u>CURVA 5</u> $\frac{KL}{R} = 28,6 + 0,762 \frac{L}{R}$ (RESTRICCIÓN PARCIAL EN UN EXTREMO)</p> <p><u>CURVA 6</u> $\frac{KL}{R} = 46,2 + 0,615 \frac{L}{R}$ (RESTRICCIÓN PARCIAL AMBOS EXTREMOS)</p>

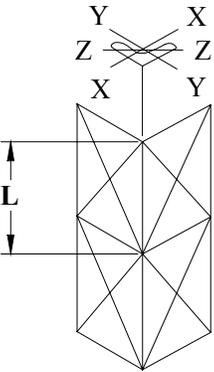
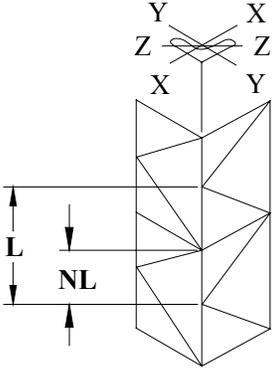
PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MONTANTES ARRIOSTRADOS	
ARRIOSTRAMIENTO SIMÉTRICO	
	<p style="text-align: center;">RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA:</p> $\frac{L}{R_z}$ <p style="text-align: center;">RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:</p> $\frac{L}{R_z} \leq 120 \quad \frac{L}{R_z} > 120$ <p style="text-align: center;">CURVA 1 CURVA 4</p>
ARRIOSTRAMIENTO ALTERNADO	
	<p style="text-align: center;">RELACIONES DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDAS:</p> $\frac{L}{R_x}, \frac{L}{R_y} \text{ o } \left(\frac{1+2N}{3} \right) \frac{L}{R_z}$ <p style="text-align: center;">RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:</p> $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ <p style="text-align: center;">CURVA 1 CURVA 4</p>
<p>NOTA: PARA LOS MIEMBROS DE LOS MONTANTES LA LONGITUD MEDIDA (L) DEBE SER IGUAL A LA SEPARACIÓN DE LOS PANELES MEDIDA A LO LARGO DEL EJE DEL MONTANTE.</p>	

Figura 3

PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MIEMBROS DE ARRIOSTRAMIENTO		
La sección 3.1.9 trata la determinación de la longitud medida, L.		
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_z}$	$\frac{L}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_z} \leq 120$ CURVA 3	$\frac{L}{R_z} > 120$ CURVA 4
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_z}$	$\frac{L}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_z} \leq 120$ CURVA 3	$\frac{L}{R_z} > 120$ CURVA 6
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$	$\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$ CURVA 3	$\frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 4
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$	$\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$ CURVA 3	$\frac{L}{R_x} > 120$ CURVA 6 $\frac{0,5L}{R_z} > 120$ CURVA 5
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$	$\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$ CURVA 3	$\frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 6
<p> $L_1 > L_2$ $L_x = L_1 + 0,5L_2$ </p>	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L_x}{R_x} \text{ o } \frac{L_1}{R_z}$	$\frac{L_x}{R_x} \text{ o } \frac{L_1}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$ CURVA 2	$\frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 4
<p> $L_1 > L_2$ $L_x = L_1 + 0,5L_2$ </p>	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L_x}{R_x} \text{ o } \frac{L_1}{R_z}$	$\frac{L_x}{R_x} \text{ o } \frac{L_1}{R_z}$
	RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$ CURVA 2	$\frac{L_x}{R_x} > 120$ CURVA 6 $\frac{0,5L}{R_z} > 120$ CURVA 5
Nota: Para los miembros de arriostramiento con conexiones soldadas o con dos o más bulones la longitud medida (L) no debe ser menor que la distancia entre los baricentros de las conexiones en cada extremo. Se puede considerar que las conexiones soldadas correctamente detalladas proporcionan restricción parcial.		

Figura 4

Tabla 5	
Tensiones admisibles combinadas de flexión y carga axial para estructuras tipo monoposte de acero poligonales o facetadas	
Secciones compactas	
$F_B = 0,60 F_Y$	
Secciones no compactas	
16 lados	$215 \leq \sqrt{F_Y} w/t \leq 365$ F_Y en ksi $565 \leq \sqrt{F_Y} w/t \leq 958$ F_Y en MPa $F_B = 0,852 F_Y (1,0 - 0,00137 \sqrt{F_Y} w/t)$ ksi $F_B = 0,852 F_Y (1,0 - 0,000522 \sqrt{F_Y} W/t)$ MPa
12 lados	$240 \leq \sqrt{F_Y} w/t \leq 365$ F_Y en ksi $630 \leq \sqrt{F_Y} w/t \leq 958$ F_Y en MPa $F_B = 0,870 F_Y (1,0 - 0,00129 \sqrt{F_Y} w/t)$ ksi $F_B = 0,870 F_Y (1,0 - 0,000491 \sqrt{F_Y} w/t)$ MPa
8 lados	$260 \leq \sqrt{F_Y} w/t \leq 365$ F_Y en ksi $683 \leq \sqrt{F_Y} w/t \leq 958$ F_Y en MPa $F_B = 0,852 F_Y (1,0 - 0,00114 \sqrt{F_Y} w/t)$ ksi $F_B = 0,852 F_Y (1,0 - 0,000434 \sqrt{F_Y} w/t)$ MPa
F_B = Tensión admisible combinada de flexión y carga axial F_Y = Resistencia a la fluencia t = Espesor de pared w = Dimensión real de la cara plana, pero no menor que la dimensión calculada usando un radio de doblado igual a $4t$	
Nota: Las ecuaciones se obtuvieron del informe TLMRC-87-R3, "Local Buckling Strength of Polygonal Tubular Poles", EPRI, abril de 1987.	

3.1.16 El diseño del hormigón armado para las fundaciones y los anclajes de las riendas se debe hacer de acuerdo con la norma "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-89), publicada por el American Concrete Institute.

3.1.16.1 Para las estructuras de menos de 700 ft [213 m] de altura la resistencia requerida del hormigón armado debe ser igual a 1,3 por las reacciones de la estructura producidas por cada una de las combinaciones de cargas definidas en 2.3.16.

3.1.16.2 Para las estructuras con una altura mayor o igual a 1200 ft [366 m] la resistencia requerida del hormigón armado debe ser igual a 1,7 por las reacciones de la estructura producidas por cada una de las combinaciones de cargas definidas en 2.3.16.

3.1.16.3 Para las estructuras con una altura comprendida entre 700 ft [213 m] y 1200 ft [366 m] la resistencia requerida del hormigón armado se debe determinar interpolando linealmente entre 1,3 y 1,7 y multiplicando el valor obtenido por las reacciones de la estructura.

3.1.16.4 A los fines de la determinación de la resistencia requerida del hormigón armado, la altura de una estructura se debe basar en la altura total de la estructura, incluyendo los postes tubulares o de celosía montados sobre la misma.

4 FABRICACIÓN Y MANO DE OBRA

4.1 Norma

4.1.1 La fabricación y la mano de obra deben satisfacer las normas generalmente aceptadas por la industria del acero estructural.

4.1.2 Los procedimientos de soldadura deben satisfacer los requisitos de las correspondientes especificaciones AISC o AISI.

5 ACABADO EN TALLER

5.1 Norma

5.1.1 En ausencia de otros requisitos específicos, todos los materiales deben ser galvanizados (ver Anexo A).

5.1.1.1 Materiales estructurales – Los materiales deben ser galvanizados de acuerdo con ASTM A123 (sistema de inmersión en caliente). Se pueden hacer excepciones en los casos en que el galvanizado de acuerdo con ASTM A123 pudiera resultar potencialmente dañino para la estructura o sus componentes. Algunos ejemplos incluyen las aplicaciones en que se utilizan aceros y soldaduras de alta resistencia y/o patentados. En estos casos se debe especificar un método alternativo para controlar la corrosión.

5.1.1.2 Ferretería – La ferretería debe ser galvanizada de acuerdo con ASTM A153 (sistema de inmersión en caliente) o bien ASTM B695 Clase 50 (sistema mecánico).

5.1.1.3 Cables de las riendas – Los cables zincados para riendas deben ser galvanizados de acuerdo con ASTM A475 o ASTM A586.

6 PLANOS, TOLERANCIAS DEL MONTAJE Y MARCACIÓN

6.1 Norma

6.1.1 Se deben proveer planos generales, planos de montaje u otra documentación que indique las marcaciones y los detalles necesarios para el correcto montaje e instalación del material,

incluyendo la resistencia a la fluencia de los miembros estructurales y el grado requerido para los bulones estructurales.

6.1.2 Los planos deben indicar las tolerancias para la correcta ubicación e instalación del material, como así también las fundaciones y anclajes.

6.1.2.1 Puesta a plomo – La distancia horizontal entre los ejes verticales en dos elevaciones cualesquiera no debe ser mayor que el 0,25 por ciento de la distancia vertical entre ambas elevaciones.

6.1.2.2 Torsión en el plano horizontal – La torsión horizontal (rotación angular en el plano horizontal) entre dos elevaciones cualesquiera no debe ser mayor que 0,5° en 10 ft [3 m] y la torsión horizontal total de la estructura no debe ser mayor que 5°.

6.1.2.3 Longitud – Para las estructuras tipo monoposte de acero con uniones telescópicas, conexiones soldadas a tope o con fuste embridado, la longitud total de la estructura ya montada debe estar a +1 por ciento ó -1/2 por ciento de la altura especificada.

(Nota: Los reflectores de bocina y otras antenas asimétricas o tipo "offset" tienen requisitos relacionados con la polarización, que es sensible al desplazamiento angular con respecto a la dirección de la visual. A fin de minimizar todos los factores que contribuyen a la oblicuidad o descentrado inicial, se debe prestar particular atención a su montaje, la ferretería usada para su fijación y los procedimientos de instalación, así como a la estructura de apoyo.)

6.1.3 A todos los miembros estructurales o conjuntos estructurales soldados, a excepción de la ferretería, se les debe asignar un número de pieza. Los números de las piezas deben coincidir con los planos de montaje. El número de pieza se debe fijar al miembro de manera permanente (estampado, letras soldadas, estampado sobre una placa soldada al miembro, etc.) antes de aplicar los recubrimientos protectores (galvanizado, pintura, etc.). Los caracteres del número de pieza deben tener una altura no menor que ½ in. [13 mm], ser legibles y claramente visibles por un inspector luego del montaje.

7 FUNDACIONES Y ANCLAJES

7.1 Definiciones

7.1.1 Fundaciones y anclajes estándares – Estructuras diseñadas para soportar las cargas especificadas definidas en la Sección 2 para condiciones de suelo normal según lo definido en 7.1.3. Las construcciones con pilotes, las instalaciones sobre cubiertas, las fundaciones o anclajes diseñados para condiciones de suelo sumergido, etc. no se deben considerar estándares.

7.1.2 Fundaciones y anclajes no estándares – Estructuras diseñadas para soportar las cargas especificadas definidas en la Sección 2 de acuerdo con las condiciones específicas del sitio de emplazamiento.

7.1.3 Suelo normal – Suelo cohesivo con una capacidad portante vertical admisible neta de 4000 libras por pie cuadrado [192 kPa] y una presión horizontal admisible neta de 400 libras por pie cuadrado por pie lineal de profundidad [63 kPa por metro lineal de profundidad] hasta un máximo de 4000 libras por pie cuadrado [192 kPa].

(Nota: La roca, los suelos no cohesivos, los suelos saturados o sumergidos no se deben considerar suelos normales.)

7.2 Norma

7.2.1 Las fundaciones y anclajes estándares se pueden usar a los fines del presupuesto y para la construcción cuando los parámetros reales del suelo son iguales o superiores a los parámetros del suelo normal.

7.2.2 Si para el diseño final se utilizan fundaciones y anclajes estándares, será responsabilidad del comprador verificar mediante un estudio geotécnico que los parámetros del suelo del sitio de emplazamiento son iguales o superiores a los parámetros del suelo normal. (Ver Anexo A.)

7.2.3 Las fundaciones y anclajes se deben diseñar para las máximas reacciones de la estructura que resulten de las cargas especificadas en la Sección 2 aplicando los siguientes criterios:

7.2.3.1 Si para la construcción se utilizarán fundaciones y anclajes estándares, para el diseño se deben usar los parámetros correspondientes al "suelo normal" de 7.1.3.

7.2.3.2 Cuando para la construcción se utilizarán fundaciones y anclajes no estándares, los parámetros del suelo recomendados por el ingeniero geotécnico deberían incorporar un factor de seguridad mínimo de 2,0 contra la resistencia última del suelo (ver Anexos A e I).

7.2.4 Subpresión

7.2.4.1 Se debe asumir que las fundaciones y anclajes estándares o los pilotes excavados y acampanados resisten la fuerza de levantamiento mediante sus pesos propios más el peso de todo el suelo encerrado dentro de un cono o pirámide invertida cuyos lados forman un ángulo de 30° respecto de la vertical. Si hay un aumento de sección en la parte inferior de la fundación la base del cono será la base de la fundación o, caso contrario, en ausencia del aumento de sección, la base del cono será la parte superior de la base de la fundación. Se asumirá que el suelo pesa 100 libras por pie cúbico [16 kN/m³] y el hormigón 150 libras por pie cúbico [24 kN/m³].

7.2.4.2 Los pilotes excavados de fuste recto para fundaciones estándares deben tener una fricción superficial última de 200 libras por pie cuadrado por pie lineal de profundidad [31 kPa por metro lineal de profundidad] hasta un máximo de 1000 libras por pie cuadrado de superficie de fuste [48 kPa] para resistencia al levantamiento o hundimiento.

7.2.4.3 Las fundaciones, anclajes y pilotes excavados se deben diseñar de acuerdo con las recomendaciones del informe geotécnico (ver Anexo I).

7.2.4.4 Las fundaciones, anclajes y pilotes excavados se deben diseñar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(W_R / 2,0) + (W_C / 1,25) \geq U_P \quad \text{y} \quad (W_R + W_C) / 1,5 \geq U_P$$

donde: W_R = resistencia del suelo de 7.2.4.1, 7.2.4.2 ó 7.2.4.3

W_C = peso de hormigón

U_P = máxima reacción de levantamiento

7.2.4.4 Las losas o plateas de fundación de las estructuras autoportadas deben tener un factor de seguridad mínimo contra el vuelco de 1,5.

7.2.5 La profundidad de las fundaciones excavadas sometidas a cargas laterales o de vuelco se debe dimensionar de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$L_D \geq 2,0 + S/(3d) + 2 [S^2/(18d^2) + S/2 + M/(3d)]^{1/2} \quad (\text{ft})$$

$$L_D \geq 0,61 + S/(143d) + 2 [S^2/(41333d^2) + S/96 + M/(143d)]^{1/2} \quad [\text{m}]$$

donde:

L_D = Profundidad de la fundación excavada debajo del nivel del terreno (ft) [m]

d = Diámetro de la fundación excavada (ft) [m]

S = Reacción de corte a nivel del terreno (kips) [kN]

M = Momento de vuelco a nivel del terreno (ft-kips) [m-kN]

Referencia: Broms, B., "*Design of Laterally Loaded Piles*", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Mayo de 1965.

7.3 Condiciones especiales

7.3.1 Cuando un apoyo ha de ser diseñado por una persona diferente al fabricante, el fabricante será responsable de proporcionar las reacciones, pesos y detalles de interfaz para que el ingeniero de la parte compradora proporcione la fijación necesaria.

7.3.2 En el diseño de las fundaciones no estándares se deben tomar en cuenta los efectos de la presencia de agua. Se deben considerar la reducción del peso de los materiales provocada por la subpresión y el efecto sobre las propiedades del suelo bajo condiciones sumergidas.

7.4 Planos de las fundaciones

7.4.1 Los planos de las fundaciones deben indicar las reacciones de la estructura, las resistencias de los materiales, las dimensiones, las armaduras y el tipo, tamaño y ubicación de los anclajes empotrados. Las fundaciones diseñadas para condiciones de suelo normal se deben señalar como tales.

(Nota: Los parámetros y métodos correspondientes al suelo normal se presentan para obtener diseños de fundaciones y anclajes estándares uniformes a los fines del presupuesto.)

8 FACTOR DE SEGURIDAD DE LAS RIENDAS

8.1 Definición

8.1.1 Conexión de una rienda – La conexión de una rienda se define como la ferretería o el mecanismo mediante el cual una longitud de cable de la rienda se conecta a la torre, aislador o anclaje. Las conexiones pueden incluir los siguientes elementos, aunque no están limitadas a los mismos: grilletes, aisladores en línea, manguitos, torniquetes, grapas de base doble, grapas para cable tipo perno U, herrajes para casquillos colados y conexiones tipo mordaza para los extremos muertos. Se considera que las grapas de base doble y tipo perno U usadas en cables de hasta 7/8 in. de diámetro tienen un factor máximo de eficiencia de 80 por ciento. Para determinar el factor de eficiencia de cualquier otro tipo de conexión para los extremos de una rienda se deben seguir las recomendaciones del fabricante.

8.1.2 Factor de seguridad de las riendas – El factor de seguridad de las riendas se debe calcular dividiendo la resistencia a la rotura publicada de la rienda o la resistencia de la conexión de la rienda, cualquiera sea el valor que resulte menor, por la máxima carga de tracción diseño calculada.

8.2 Norma

8.2.1 Para las estructuras de menos de 700 ft [213 m] de altura el factor de seguridad de las riendas y sus conexiones no debe ser menor que 2,0.

8.2.2 Para las estructuras de 1200 ft [366 m] de altura o mayores el factor de seguridad de las riendas y sus conexiones no debe ser menor que 2,5.

8.2.3 Para las estructuras comprendidas entre 700 ft [213 m] y 1200 ft [366 m] de altura el mínimo factor de seguridad de las riendas y sus conexiones se debe determinar interpolando linealmente entre 2,0 y 2,5.

(Nota: El incremento de 1/3 de la tensión para condiciones de carga de viento no se aplica a la resistencia a la rotura publicada de las riendas y sus conexiones.)

8.2.4 A los fines de la determinación del factor de seguridad requerido para todas las riendas y sus conexiones, la altura de la estructura se debe basar en la altura total de la estructura, incluyendo los postes tubulares o de celosía montados sobre la misma.

9 PRETENSADO Y CARGA DE PRUEBA DE LAS RIENDAS

9.1 Definiciones

9.1.1 Pretensado de las riendas – Eliminación de la flojedad constructiva inherente de las riendas bajo una carga sostenida.

9.1.2 Carga de prueba – Verificación de la resistencia mecánica de las conexiones armadas en fábrica.

9.2 Norma

9.2.1 Generalmente el pretensado y la carga de prueba no son necesarios. Cuando estén especificados, el pretensado y la carga de prueba se deben realizar de acuerdo con las recomendaciones del fabricante de las riendas.

(Nota: Para estructuras arriadas de gran altura se debería considerar el pretensado y la carga de prueba.)

10 TENSION INICIAL DE LAS RIENDAS

10.1 Definición

10.1.1 Tensión inicial de una rienda – Tensión especificada de la rienda expresada en libras [newtons] bajo condiciones correspondientes a una carga de viento nula, en el anclaje de la rienda y a la temperatura especificada (ver 10.2).

10.2 Norma

10.2.1 A los fines del diseño, la tensión inicial de las riendas normalmente es el 10 por ciento de la resistencia a la rotura publicada del cable con límites superior e inferior de 15 y 8 por ciento respectivamente. Se pueden usar valores de tensión inicial no comprendidos dentro de estos límites, siempre que se haya considerado adecuadamente la sensibilidad de la estructura a las variaciones de la tensión inicial y, si fuera necesario, su comportamiento dinámico (ver nota a continuación). Se debe considerar el rango de temperatura ambiente del sitio de emplazamiento. En ausencia de datos específicos del sitio de emplazamiento, las tensiones iniciales se deben basar en una temperatura ambiente de 60°F.

(Nota: Los valores de 8-15 por ciento indicados para la tensión inicial se incluyen exclusivamente a título de guía recomendada. Es posible que las condiciones específicas del sitio de emplazamiento requieran valores de tensión inicial fuera de este rango. Si se usan valores de tensión inicial por encima del 15 por ciento se deberían considerar los posibles efectos de la vibración eólica. De manera similar, si se usan valores de tensión inicial por debajo del 8 por ciento se deberían considerar los efectos del "galope" y el "tira y afloje" provocado por los sucesivos tensados y destensados.)

10.3 Método de medición

10.3.1 La tensión inicial se puede medir por medio de la frecuencia de vibración, tensiómetros mecánicos, medición de la flecha de la rienda u otros medios adecuados. (Ver Anexo E.)

11 REQUISITOS OPERATIVOS

11.1 Definiciones

- 11.1.1 Torsión en el plano horizontal – Rotación angular del recorrido del haz de la antena en un plano horizontal respecto a una posición correspondiente a carga sin viento en una elevación especificada.
- 11.1.2 Torsión en el plano vertical – Rotación angular del recorrido del haz de la antena en un plano vertical respecto a una posición correspondiente a carga sin viento en una elevación especificada.
- 11.1.3 Desplazamiento – Traslación horizontal de un punto respecto a la posición correspondiente a carga sin viento del mismo punto a una elevación especificada.

11.2 Norma (Ver Anexo A)

- 11.2.1 La norma mínima se debe basar en una condición correspondiente a cargas de hielo y viento nulas en base a una velocidad básica del viento de 50 mph [22,4 m/s] calculada de acuerdo con 2.3. Los requisitos operativos se deben basar en una degradación global admisible de 10 dB del nivel de la señal de frecuencia de radio.
- 11.2.2 A menos que se especifique lo contrario, los requisitos operativos para antenas de microondas / sistemas de reflectores se deben determinar usando los Anexos C y D.

12 PUESTA A TIERRA

12.1 Definiciones

- 12.1.1 Puesta a tierra – Medios para establecer una conexión eléctrica entre la estructura y la tierra, adecuada para descargas de rayos, de alto voltaje o estáticas.
- 12.1.2 Puesta a tierra primaria – Conexión conductora entre la estructura y la tierra o algún cuerpo conductor, que funciona como tierra.
- 12.1.3 Puesta a tierra secundaria – Conexión conductora entre un accesorio y la estructura.

(Nota: Los conductores a tierra no deben estar empotrados en la fundación.)

12.2 Norma

- 12.2.1 Las estructuras deben estar conectadas directamente a una puesta a tierra primaria.
- 12.2.2 Una puesta a tierra mínima debe estar compuesta por dos varillas a tierra de acero galvanizado de 5/8 in. [16 mm] de diámetro hincadas no menos de 8 ft [2,5 m] en el suelo, separadas 180°, adyacentes a la base de la estructura. Las varillas a tierra deben estar unidas al menos mediante un cobre desnudo estañado No. 6 [5 mm] conectado al montante más cercano

o a la base metálica de la estructura. En cada anclaje de rienda se debe instalar una varilla a tierra similar conectada a cada rienda en el anclaje.

12.2.3 Las torres autosoportadas de más de 5 ft [1,5 m] de ancho de base deben tener una varilla a tierra por cada montante, instaladas como se indicó en el párrafo precedente.

12.2.4 Todos los equipos instalados sobre una estructura deben estar conectados mediante una puesta a tierra secundaria.

12.2.5 Los reflectores pasivos remotos están exentos de los requisitos de puesta a tierra aquí especificados.

13 ACCESORIOS PARA ASCENSO E INSTALACIONES DE TRABAJO

13.1 Definiciones

13.1.1 Accesorios para ascenso – Componentes específicamente diseñados o instalados para permitir el acceso, tales como escaleras fijas, escalones fijados al fuste o miembros estructurales.

13.1.2 Dispositivos de seguridad para el ascenso – Dispositivos, exceptuando las jaulas, diseñados para minimizar las caídas accidentales, o para limitar la altura de las caídas. Los dispositivos permiten que la persona ascienda o descienda de la estructura sin tener que manipular continuamente el dispositivo ni alguna parte del mismo. Un dispositivo de seguridad para el ascenso habitualmente está compuesto por un harnés, mangas de seguridad y cinturones de seguridad.

13.1.3 Instalaciones de trabajo – Plataformas de trabajo y pasarelas de acceso.

13.1.4 Pasamanos o barandas de seguridad – Barreras horizontales que se instalan a lo largo de los laterales o extremos de las instalaciones de trabajo a fin de impedir las caídas.

13.2 Norma

13.2.1 Si el comprador así lo especifica, se deben proveer accesorios para ascenso e instalaciones de trabajo, pasamanos o barandas de seguridad y dispositivos de seguridad para el ascenso. (Ver Anexo A.)

13.2.2 Los accesorios para ascenso se deben diseñar para soportar una sobrecarga concentrada mínima de 250 libras [1,1 kN].

13.2.2.1 Si como accesorios para ascenso se especifican escaleras fijas, éstas deben satisfacer los siguientes requisitos mínimos:

- a. Separación de las barandas laterales – ancho libre mínimo de 12 in. [300 mm].
- b. Separación de los peldaños – separación mínima entre centros de 12 in. [300 mm]; separación máxima entre centros de 16 in. [410 mm].

c. Diámetro de los peldaños – 5/8 in. [16 mm] mínimo.

13.2.2.2 Si se especifican escalones fijados al fuste, éstos deben satisfacer los siguientes requisitos:

a. Ancho libre – 4½ in. [110 mm] mínimo.

b. Separación – separación mínima entre centros de 12 in. [300 mm], separados de manera alternada, separación máxima de 18 in. [460 mm].

c. Diámetro – 5/8 in. [16 mm] mínimo.

13.2.3 Los dispositivos de seguridad para el ascenso deben satisfacer los requisitos de diseño del American National Standards Institute (ANSI) A14.3-1984, "*Safety Requirements for Fixed Ladders*", Sección 7.

13.2.4 Las estructuras portantes de las instalaciones de trabajo se deben diseñar para soportar una sobrecarga uniforme de 25 lb/ft² [1,2 kPa], pero en ningún caso la estructura portante se podrá diseñar para una sobrecarga total menor que 500 libras [2,2 kN]. Las superficies de trabajo, tales como parrillas o enrejados, se deben diseñar para soportar dos cargas de 250 libras [1,1 kN]. Estas cargas no se deben aplicar simultáneamente con las cargas de viento y hielo.

13.2.5 Los pasamanos o barandas de seguridad se deben diseñar para soportar una sobrecarga concentrada mínima de 150 libras [0,67 kN], aplicada en cualquier dirección.

(Nota: La intención de 13.2 es proporcionar requisitos mínimos para estructuras nuevas. No es su intención reemplazar a los códigos o leyes aplicables.)

14 MANTENIMIENTO E INSPECCIÓN

14.1 Norma

14.1.1 El propietario debería llevar a cabo el mantenimiento y la inspección de las torres y estructuras de acero para antenas de manera rutinaria.

(Nota 1: Se recomienda inspeccionar todas las estructuras luego de una tormenta severa de viento y/o hielo u otras condiciones extremas de carga.)

(Nota 2: En el Anexo E se incluyen procedimientos recomendados para la inspección y mantenimiento de las torres.)

15 ANÁLISIS DE TORRES Y ESTRUCTURAS EXISTENTES

15.1 Norma

15.1.1 Las torres para antenas y otras estructuras que soportan antenas se deben analizar cada vez que se modifica su diseño original o las condiciones de carga operativas. En el Anexo F se presentan criterios recomendados para el análisis de estructuras existentes.

LOWNDES		75	FAIRBANKS		
MACON		70	VALDEZ-CORDOVA		90
MADISON		70	WADE HAMPTON		110
			WRANGELL-		90
			PETERSBURG		
MARENGO		75	YUKON-KOYUKUK		90
MARION		70	Precaución: Las regiones montañosas de Alaska se deben considerar como regiones con características de viento especiales.		
MARSHALL		70			
MOBILE	2	95			
.....					

<u>Estado de WISCONSIN</u>			<u>Estado de WISCONSIN</u>		
<u>CONDADO</u>	<u>NOTA *</u>	<u>VELOCIDAD BASICA DEL VIENTO (MPH)</u>	<u>CONDADO</u>	<u>NOTA *</u>	<u>VELOCIDAD BASICA DEL VIENTO (MPH)</u>
SAUK		85	ALBANY		90
SAWYER		75	BIG HORN	1	85
SHAWANO		90	CAMPBELL		85
SHEBOYGAN	1	85	CARBON		85
TAYLOR		80	CONVERSE		90
TREMPEALEAU		80	CROOK		80
VERNON		85	FREMONT	1	85
VILAS		80	GOSHEN		85
WALWORTH		80	HOT SPRINGS		85
WASHBURN		75	JOHNSON	1	90
WASHINGTON	1	80	LARAMIE		85
WAUKESHA	1	80	LINCOLN		75
WAUPACA		90	NATROTA		90
WAUSHARA		90	PARK	1	80
WINNEBAGO		90	PLATTE		90
WOOD		90	SHERIDAN	1	85
			SUBLETTE	1	80
			SWEETWATER		80
			TETON	1	75
			UINTA		75
			WASHAKIE	1	85
			WESTON		80

Referencias:

1. ASCE, "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*", ASCE 7-88, American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1988.
2. MBMA, "*Low Rise Building Systems Manual*", Metal Building Manufacturers Association, Inc., Cleveland, Ohio, 1986.
3. UBC, "*Uniform Building Code*", International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1988.

Notas:

1. El sitio de emplazamiento puede estar ubicado dentro de una de las regiones con características de viento especiales indicadas en el mapa de vientos de ASCE 7-88. Consultar con las autoridades locales antes de especificar la velocidad básica del viento.
2. El condado está a menos de 100 millas de una línea oceánica de huracanes. Los valores tabulados de la velocidad básica del viento han sido ajustados de acuerdo con ASCE 7-88 para obtener intervalos de recurrencia de 50 años.
3. Para sitios de emplazamiento que no están designados como condados, usar la velocidad básica del viento del condado más próximo.
4. Las velocidades del viento listadas en la Sección 16 son velocidades máximas del viento en una milla ("fastest-mile"). Para poder usarlas junto con esta norma, las velocidades de ráfagas de 3 segundos como las especificadas en ASCE 7-95 y las velocidades promediadas para otros intervalos de tiempo se deben convertir a velocidades máximas del viento en una milla. (Ver Anexo A, Sección 2 .3.3.)