

Norma estructural para antenas y estructuras que soportan antenas**TABLA DE CONTENIDOS**

OBJETIVO.....	8
ALCANCE.....	8
1.0 DISPOSICIONES GENERALES	9
1.1 Estados límites de resistencia	9
1.2 Estados límites de servicio	9
1.3 Análisis.....	9
1.4 Definiciones	9
1.5 Simbología y notación	10
2.0 CARGAS.....	11
2.1 Alcance	11
2.2 Clasificación de las estructuras	11
2.3 Combinaciones de cargas	11
2.4 Efectos térmicos	12
2.5 Cargas permanentes	12
2.6 Cargas de viento y de hielo	12
2.7 Cargas sísmicas	34
2.8 Requisitos de serviciabilidad	49
3.0 ANÁLISIS.....	71
3.1 Alcance	71
3.2 Definiciones	71
3.3 Simbología y notación	71
3.4 Modelos de análisis	71
3.5 Efectos del desplazamiento.....	73

3.6	Patrones de carga de viento.....	73
3.7	Corte en el mástil y respuestas torsionales para mástiles atirantados	75
4.0	RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL	79
4.1	Alcance	79
4.2	Definiciones	79
4.3	Simbología y notación	80
4.4	Disposiciones generales.....	84
4.5	Elementos solicitados a compresión	86
4.6	Elementos solicitados a tracción	92
4.7	Elementos solicitados a flexión	94
4.8	Combinación de flexión y fuerzas axiales	97
4.9	Uniones.....	101
5.0	FABRICACIÓN	122
5.1	Alcance	122
5.2	Definiciones	122
5.3	Simbología y notación	122
5.4	Material Acero estructural.....	122
5.5	Fabricación	124
5.6	Control de la corrosión.....	124
6.0	OTROS MATERIALES ESTRUCTURALES	128
6.1	Alcance	128
6.2	Disposiciones generales.....	128
6.3	Cargas	128
6.4	Análisis.....	128
6.5	Resistencia de diseño.....	128

7.0	RIENDAS	128
7.1	Alcance	128
7.2	Definiciones	128
7.3	Cables	129
7.4	Accesorios para fijación de los extremos	130
7.5	Amortiguadores de las riendas	131
7.6	Diseño	131
7.7	Fabricación	133
7.8	Instalación	133
8.0	AISLADORES	134
8.1	Alcance	134
8.2	Diseño	134
8.3	Fabricación	134
9.0	FUNDACIONES Y ANCLAJES	134
9.1	Alcance	134
9.2	Definiciones	135
9.3	Estudio del predio	135
9.4	Resistencia de diseño	135
9.5	Desplazamientos	136
9.6	Consideraciones sísmicas	136
9.7	Consideraciones respecto de la profundidad de las heladas	137
9.8	Condiciones sumergidas	137
10.0	PUESTA A TIERRA DE PROTECCIÓN	137
10.1	Alcance	137
10.2	Definiciones	137

10.3	Disposiciones generales.....	138
10.4	Resistencia eléctrica.....	138
10.5	Materiales para puesta a tierra.....	138
11.0	SEÑALIZACIÓN DE LAS OBSTRUCCIONES.....	139
12.0	INSTALACIONES PARA ASCENSO.....	139
12.1	Alcance.....	139
12.2	Definiciones.....	139
12.3	Disposiciones generales.....	141
12.4	Requisitos de resistencia.....	142
12.5	Requisitos dimensionales.....	143
12.6	Anclajes para escaladores.....	144
12.7	Plataformas.....	144
13.0	PLANOS, TOLERANCIAS EN EL ARMADO Y SEÑALIZACIÓN.....	145
13.1	Alcance.....	145
13.2	Planos.....	145
13.3	Tolerancias.....	146
13.4	Marcación.....	147
14.0	EVALUACIÓN DEL ESTADO DE MANTENIMIENTO Y LA CONDICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	147
14.1	Alcance.....	147
14.2	Intervalos máximos.....	147
15.0	ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	147
15.1	Alcance.....	148
15.2	Definiciones.....	148
15.3	Clasificación.....	148

15.4	Modificación de condiciones que requieren un análisis estructural	148
15.5	Análisis estructural.....	149
15.6	Excepciones.....	150
15.7	Modificación de estructuras existentes.....	151
16.0	INSTALACIÓN	151
	ANEXO A: ADQUISICIÓN Y GUÍA PARA LOS USUARIOS (Normativo).....	152
	ANEXO B: LISTADO DE CRITERIOS DE DISEÑO POR CONDADO (Normativo)....	158
	ANEXO C: FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE ANTENAS TÍPICAS (Normativo)	162
	ANEXO D: LIMITACIONES DE LA ROTACIÓN Y EL DESPLAZAMIENTO DE LAS ANTENAS DE MICROONDAS (Normativo).....	169
	ANEXO E: ROTURA DE LAS RIENDAS (Normativo).....	170
	ANEXO F: PARÁMETROS PRESUNTOS DEL SUELO (Normativo)	173
	ANEXO G: ESTUDIOS GEOTÉCNICOS (Normativo).....	174
	ANEXO H: CONTROL ADICIONAL DE LA CORROSIÓN (Normativo).....	176
	ANEXO I: ACCESORIOS PARA EL ASCENSO (Normativo).....	178
	ANEXO J: MANTENIMIENTO Y EVALUACIÓN DEL ESTADO DE LAS ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS EXISTENTES (Normativo)	180
	ANEXO K: MEDICIÓN DE LAS TENSIONES EN LAS RIENDAS (Normativo)	189
	ANEXO L: CONVERSIONES DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO (Normativo)	194
	ANEXO M: FACTORES DE CONVERSIÓN AL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (Normativo)	195
	ANEXO N: REFERENCIAS (Informativo)	196
	APÉNDICE 1: MAPAS DE CRITERIOS DE DISEÑO (NORMATIVO)	

Notas:

Aunque por motivos de comodidad se hayan colocado después de otros requisitos de esta norma, los anexos normativos forman parte integral de la misma.

Los anexos informativos contienen información adicional que no se considera parte de la norma.

Norma estructural para antenas y estructuras que soportan antenas

OBJETIVO

El objetivo de esta Norma es proveer literatura reconocida para las antenas y estructuras que soportan antenas en lo relacionado con: (a) requisitos sobre cargas mínimas tal como se derivan de ASCE 7-02, "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras", y (b) criterios de diseño tal como se derivan de AISC-LRFD-99, "Especificación para el diseño de edificios de acero estructural por el método de factores de carga y resistencia", y ACI 318-05, "Código de construcción para hormigón estructural". La información contenida en esta Norma 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 antenas y estructuras que soportan antenas. Aunque se cree que es correcta, no se debería confiar en esta información para ninguna aplicación específica sin que un examen profesional y verificación profesional de su exactitud, aptitud y aplicabilidad por parte de un ingeniero habilitado. En esta Norma se usan criterios de carga que se basan en una probabilidad anual, y no pretende abarcar todas las condiciones ambientales que podrían existir en una ubicación particular.

Esta Norma se puede adaptar para su uso internacional, para lo cual será necesario determinar las velocidades básicas del viento (ráfaga de 3 segundos), cargas de viento sobre hielo, y aceleraciones sísmicas en el sitio de emplazamiento en base a datos locales.

En estas normas las unidades equivalentes del Sistema Internacional se presentan entre corchetes []. El Anexo M contiene los factores para conversión al SI.

El Anexo A contiene lineamientos para la adquisición y una guía para los usuarios que ayudará a especificar requisitos para una estructura específica. Se advierte al usuario que si se conocen los requisitos de carga específicamente aplicables al sitio de emplazamiento, éstos tienen prioridad sobre los requisitos mínimos establecidos en esta Norma. Los datos específicos del sitio de emplazamiento que difieran de aquellos contenidos en esta Norma se deberán incluir en las especificaciones para la adquisición de la estructura.

Esta Norma pretende describir los requisitos para la mayoría de las antenas estructurales y estructuras que soportan antenas, pero reconoce que las estructuras poco habituales en cuanto a su altura o geometría, o en cuanto a la forma y tamaño de algunos de sus elementos individuales, o ubicadas en predios donde las condiciones geológicas o climáticas son inusuales pueden requerir consideraciones adicionales. En estos casos se deberá realizar un diseño racional basado en la teoría, el análisis, el conocimiento de las condiciones locales y buenas prácticas de la ingeniería. El diseño deberá ser realizado por un ingeniero calificado en los métodos de diseño y materiales específicos a utilizar, y deberá proveer un nivel de seguridad y desempeño iguales o superiores a los implícitos en esta Norma.

ALCANCE

Esta Norma describe los requisitos para el diseño estructural y la fabricación de antenas estructurales nuevas así como para la modificación de antenas estructurales existentes, además de requisitos para el diseño estructural, la fabricación y la modificación de las estructuras, soportes, componentes estructurales, riendas, aislantes y fundaciones que soportan antenas.

Esta Norma se basa en el diseño para estados límites. Se aplica fundamentalmente a las estructuras de acero, pero en caso de ser requerido también se puede aplicar para otros materiales de manera de proveer un nivel de confiabilidad equivalente.

Para las estructuras que soportan antenas pero que han sido diseñadas principalmente para otras aplicaciones (tanques de agua, estructuras para líneas de transmisión eléctrica, estructuras para carteles, edificios, puentes, etc.) el usuario deberá utilizar las normas correspondientes. Sin embargo, esta Norma sí se aplica al cálculo de las áreas efectivas proyectadas de los accesorios (antenas, soportes, cables, etc.) y a los estados límites de servicio apropiados para las estructuras que soportan antenas.

1.0 DISPOSICIONES GENERALES

1.1 Estados límites de resistencia

Una estructura diseñada conforme a esta Norma deberá tener resistencia y estabilidad suficientes para que la resistencia de diseño, ϕR_n , definida en la Sección 4.0 sea mayor o igual que la resistencia requerida, $\Sigma \alpha_i Q_i$, definida en la Sección 2.0, tal como se expresa en la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq \Sigma \alpha_i Q_i$$

1.2 Estados límites de servicio

Una estructura diseñada conforme a esta Norma deberá tener rigidez suficiente para que bajo las cargas de servicio definidas en 2.8.3 no se superen las deformaciones en estado límite definidas en 2.8.2.

1.3 Análisis

Las solicitaciones sobre los elementos estructurales individuales se deberán determinar mediante métodos de análisis estructural que consideren el equilibrio, la estabilidad general, la compatibilidad geométrica y las propiedades de los materiales de acuerdo con la Sección 3.0.

1.4 Definiciones

Estructura que soporta antenas: Estructura que soporta antenas o arreglos de antenas, incluyendo sus riendas, los anclajes de las riendas y las subestructuras.

Resistencia de diseño, ϕR_n : Producto entre la resistencia nominal y un factor de resistencia.

Carga mayorada: Producto entre la carga nominal y un factor de carga.

Estado límite: Condición más allá de la cual una estructura o elemento deja de ser apto para el servicio y se considera que ya no es útil para la función pretendida o es inseguro para dicha función.

Solicitaciones: Respuestas de fuerza y deformación que las cargas mayoradas aplicadas producen en las estructuras y sus elementos.

Factor de carga, α_i : Factor que toma en cuenta las desviaciones de la carga real respecto de la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma la carga en solicitaciones, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurran simultáneamente.

Cargas nominales: Magnitudes de las cargas especificadas en esta Norma para cargas permanentes, de viento, de hielo, de viento sobre hielo, sísmicas, y correspondientes a los accesorios para ascenso e instalaciones de trabajo.

Resistencia nominal, R_n : Capacidad de una estructura o elemento para resistir las solicitaciones.

Resistencia requerida, $\Sigma\alpha_i Q_i$: Sumatoria de las solicitaciones debidas a las cargas mayoradas y combinaciones de cargas aplicadas.

Factor de resistencia, ϕ : Factor que toma en cuenta el modo de falla y sus consecuencias, además de las inevitables desviaciones respecto de una resistencia nominal calculada.

Diseño por resistencia: Método de dimensionamiento de elementos estructurales según el cual los esfuerzos calculados que las cargas mayoradas producen en los elementos no deben ser mayores que las resistencias de los elementos.

Antena estructural: Estructura diseñada para emitir o recibir ondas electromagnéticas, incluyendo los reflectores, directores y pantallas.

1.5 Simbología y notación

ϕR_n = resistencia de diseño (resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia);

$\Sigma\alpha_i Q_i$ = resistencia requerida (solicitaciones debidas a las cargas y combinaciones de cargas mayoradas).

2.0 CARGAS

2.1 Alcance

Esta sección proporciona requisitos de carga mínimos para antenas y estructuras que soportan antenas.

2.2 Clasificación de las estructuras

A los fines de la determinación de las cargas nominales de viento, hielo y sísmicas, las estructuras se clasificarán de acuerdo con la Tabla 2-1.

2.3 Combinaciones de cargas

2.3.1 Simbología y notación

D = carga permanente de la estructura y los accesorios, excluyendo las riendas;

D_g = carga permanente de las riendas;

D_i = peso de hielo debido al espesor de hielo mayorado;

E = carga sísmica;

T_i = solicitaciones debidas a la temperatura;

W_o = carga de viento sin hielo;

W_i = carga de viento concurrente con espesor de hielo mayorado.

2.3.2 Combinaciones de cargas para estado límite de resistencia

Las estructuras y fundaciones se deberán diseñar de manera tal que su resistencia de diseño sea mayor o igual que las solicitaciones debidas a las cargas mayoradas para cada una de las siguientes combinaciones correspondientes al estado límite:

1. $1.2 D + 1.0 D_g + 1.6 W_o$
2. $0.9 D + 1.0 D_g + 1.6 W_o$
3. $1.2 D + 1.0 D_g + 1.0 D_i + 1.0 W_i + 1.0 T_i$
4. $1.2 D + 1.0 D_g + 1.0 E$
5. $0.9 D + 1.0 D_g + 1.0 E$

Excepciones:

1. No es necesario considerar los efectos de la temperatura para las estructuras autosoportadas.

2. No es necesario considerar las cargas de hielo y sísmicas para las estructuras de la Clase I.
3. No se deberá aplicar un factor de carga a la tensión inicial de las riendas.
4. Las combinaciones 2 y 5 solamente se aplican a las estructuras autosoportadas.

Notas:

1. En la sección 2.6.8 a la carga de hielo se le aplica un factor de conversión para estado límite.
2. Para determinar las cargas sísmicas, E, en las combinaciones 4 y 5 se deberán usar las cargas permanentes no mayoradas.
3. Para el diseño de las fundaciones, en todas las combinaciones de cargas el peso del suelo y la subestructura se deberán considerar como cargas permanentes.

2.4 Efectos térmicos

La tensión de diseño de las riendas se deberá basar en una temperatura inicial de 60 grados Fahrenheit [16 grados C]. En ausencia de datos más precisos correspondientes al sitio de emplazamiento, para las combinaciones de carga que incluyen hielo se considerará que se produce una reducción de la temperatura de 50 grados Fahrenheit [28 grados C].

2.5 Cargas permanentes

2.5.1 Definiciones

Carga permanente, D: Peso de la estructura y los accesorios excluyendo las riendas y, para el diseño de las fundaciones, el peso del suelo y la subestructura

Carga permanente de las riendas, D_g: Peso de todo el conjunto de las riendas, incluyendo las riendas propiamente dichas, los accesorios en los extremos y los aisladores.

2.6 Cargas de viento y de hielo

2.6.1 Definiciones

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

Velocidad básica del viento, V: Velocidad de una ráfaga de viento de 3 segundos a una altura de 33 ft [10 m] sobre el nivel del terreno para una categoría de exposición C tal como se define en 2.6.5.1 para un intervalo de recurrencia de 50 años.

Velocidad básica del viento con hielo, V_i : Velocidad de una ráfaga de viento de 3 segundos concurrente con el espesor de hielo de diseño a una altura de 33 ft [10 m] sobre el nivel del terreno para una exposición de categoría C tal como se define en 2.6.5.1 para un intervalo de recurrencia de 50 años.

Carga de viento de diseño, F_w : Fuerza estática equivalente a utilizar en la determinación de las cargas de viento.

Espesor de hielo de diseño, t_i : Espesor uniforme de hielo glaseado radial a una altura de 33 ft [10 m] sobre el nivel del terreno para una exposición categoría C tal como se define en 2.6.5.1 para un intervalo de recurrencia de 50 años.

Accesorio puntual: Accesorio que se puede modelar como una carga concentrada.

Área proyectada efectiva (o EPA, por sus siglas en inglés): Área proyectada de un objeto multiplicada por un coeficiente de fuerza (también llamado coeficiente de resistencia aerodinámica) que se utiliza en la determinación de las cargas de viento.

Escarpa: Acantilado o declive áspero del terreno que generalmente separa dos niveles o áreas de pendiente suave.

Hielo glaseado: Acumulación de hielo que se supone tiene un peso unitario de 56 lb/ft³ [8.8 kN/m³].

Altura de una estructura, h : Altura de la estructura, incluyendo los monopostes de celosía o tubulares instalados sobre la estructura pero excluyendo los pararrayos y otros accesorios similares.

Colina: Superficie del terreno que se caracteriza por un fuerte relieve en todas las direcciones horizontales.

Regiones de huracanes: Áreas vulnerables a los huracanes en las cuales la velocidad básica del viento sin hielo es mayor que 90 mph [40.2 m/s].

Factor de importancia, I : Factor que toma en cuenta el nivel de riesgo para la vida humana, los daños a la propiedad y la confiabilidad del servicio.

Accesorio lineal: Accesorio que se puede modelar como una carga distribuida.

Cuchilla: Cresta alargada que se caracteriza por un fuerte relieve en dos direcciones.

Accesorio simétrico: Accesorio para el cual el área proyectada efectiva (EPA) se considera constante para todas las direcciones del viento.

Presión dinámica, q_z : Fuerza estática equivalente que se utiliza en la determinación de las cargas de viento.

Peso de hielo, D_i : Peso mayorado del hielo acumulado sobre la estructura, las riendas y los accesorios.

2.6.2 Simbología y notación

- α : = exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos;
- ε = relación de solidez de la estructura sin accesorios;
- θ = ángulo relativo entre el acimut de un accesorio y la dirección del viento;
- θ_g = ángulo de incidencia del viento respecto de la cuerda de una rienda;
- A_a = área proyectada de un accesorio;
- A_f = área proyectada de los componentes estructurales planos;
- A_{fs} = área proyectada de los componentes planos que soportan un marco de montaje;
- A_g = área bruta de una cara de una torre o marco de montaje;
- A_{iz} = área de la sección transversal de hielo a una altura z , o marco de montaje;
- A_p = área proyectada de una estructura tipo monoposte;
- A_r = área proyectada de los componentes estructurales circulares;
- A_{rs} = área proyectada de los componentes circulares que soportan un marco de montaje;
- C = coeficiente de velocidad para elementos circulares, tubulares y poligonales;
- C_a = coeficiente de fuerza para un accesorio puntual o lineal;
- C_{as} = coeficiente de fuerza para un marco de montaje;
- C_d = coeficiente de resistencia aerodinámica para una rienda;
- C_f = coeficiente de fuerza para una estructura;
- d = diámetro de una rienda;
- D = diámetro de una estructura tipo monoposte, un componente estructural circular o un accesorio circular;
- D_c = mayor dimensión de extremo a extremo de un elemento;
- D_f = factor de dirección del viento para componentes estructurales planos;
- D_i = peso del hielo;

- D_r = factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares;
- D_s = menor dimensión proyectada de un elemento;
- $(EPA)_A$ = área proyectada efectiva de un accesorio;
- $(EPA)_{FN}$ = área proyectada efectiva normal de los elementos que soportan un marco de montaje;
- $(EPA)_{FT}$ = área proyectada efectiva transversal de los elementos que soportan un marco de montaje;
- $(EPA)_{MN}$ = área proyectada efectiva normal de un marco de montaje;
- $(EPA)_{MT}$ = área proyectada efectiva transversal de un marco de montaje;
- $(EPA)_N$ = área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento normal al acimut del accesorio;
- $(EPA)_S$ = área proyectada efectiva de la estructura;
- $(EPA)_T$ = área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento de un accesorio;
- e = base de los logaritmos naturales;
- f = factor de atenuación dependiente de la altura;
- F_A = fuerza de viento de diseño sobre los accesorios;
- F_G = fuerza de viento de diseño sobre las riendas;
- F_{ST} = fuerza de viento de diseño sobre la estructura;
- F_w = carga de viento de diseño;
- G_h = factor de ráfaga;
- h = altura de la estructura;
- H = altura de la cresta sobre el terreno circundante;
- I = factor de importancia;
- K_a = factor de blindaje;
- K_d = factor de probabilidad de la dirección del viento;
- K_e = constante del terreno;

- K_h = factor de reducción dependiente de la altura;
 K_{iz} = factor de amplificación dependiente de la altura para el espesor de hielo;
 K_t = constante topográfica;
 K_z = coeficiente de presión dinámica;
 K_{zmin} = valor mínimo para K_z ;
 K_{zt} = factor topográfico;
 L_g = longitud de una rienda;
 q_z = presión dinámica;
 R_s = relación entre el área proyectada de los accesorios y el área proyectada del elemento estructural;
 R_r = factor de reducción para un elemento circular en una cara de una torre;
 R_{rf} = factor de reducción para un elemento circular en un marco de montaje;
 t_i = espesor de hielo de diseño correspondiente a la ubicación del sitio de emplazamiento;
 t_{iz} = espesor nominal de hielo glaseado radial a la altura z ;
 V = velocidad básica del viento sin hielo;
 V_i = velocidad básica del viento con hielo;
 z = altura sobre el terreno;
 z_g = altura nominal de la capa de contorno atmosférica.

2.6.3 Disposiciones generales

Las antenas y las estructuras que soportan antenas tienen geometrías y características de respuesta poco habituales frente a las cargas de viento. Los requisitos de esta Norma toman en cuenta los efectos de amplificación de las cargas que provocan las ráfagas de viento en resonancia con las vibraciones en el sentido del viento de las estructuras autosoportadas y atirantadas que soportan antenas.

1. Se deberán determinar la velocidad básica del viento sin hielo, V , la velocidad básica del viento con hielo, V_i , y el espesor de hielo de diseño de acuerdo con 2.6.4.

2. Se deberá determinar un factor de probabilidad de la dirección del viento, K_d , de acuerdo con la Tabla 2-2.
3. Se deberá determinar un factor de importancia, I , de acuerdo con la Tabla 2-3 en base a la clasificación de la estructura listada en la Tabla 2-1.
4. Se deberán determinar una categoría de exposición y un coeficiente de presión dinámica, K_z , para el sitio de emplazamiento de acuerdo con 2.6.5.
5. Se deberán determinar una categoría topográfica y un factor topográfico, K_{zt} , de acuerdo con 2.6.6.
6. Se deberá determinar un factor de ráfaga, G_h , de acuerdo con 2.6.7.
7. El espesor de hielo de diseño se deberá incrementar en función de la altura de acuerdo con 2.6.8.
8. La fuerza de viento de diseño se deberá determinar de acuerdo con 2.6.9.

2.6.4 Velocidad básica del viento y espesor de hielo de diseño

La velocidad básica del viento sin hielo, la velocidad básica del viento con hielo y el espesor de hielo de diseño deberán ser como se indica en el Anexo B, salvo lo dispuesto en 2.6.4.1. Se deberá considerar que el viento viene desde cualquier dirección horizontal. Se deberá considerar que el hielo es hielo glaseado.

Para las estructuras ubicadas en regiones donde el espesor de hielo de diseño sea menor o igual que 0.25 in (6 mm) se podrá ignorar el hielo.

2.6.4.1 Estimación de las velocidades básicas del viento y el espesor de hielo de diseño a partir de datos meteorológicos regionales

Para las regiones que no están incluidas en el Anexo B, para las regiones con viento o hielo especiales indicadas en el Anexo B, y para los sitios de emplazamiento para los cuales existen registros que indican que la formación de hielo en las nubes puede producir cargas significativas, para establecer valores de diseño consistentes con esta Norma a partir de los datos climáticos disponibles se deberán utilizar procedimientos de análisis estadístico de valores extremos que consideren el período de tiempo que abarcan los registros, el error de muestreo, el tiempo sobre el cual se promedia, la altura del anemómetro, la calidad de los datos y la exposición del terreno.

2.6.5 Categorías de exposición

2.6.5.1 Disposiciones generales

Se deberá determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades superficiales del terreno en el sitio de emplazamiento. Se deberán tomar en cuenta las variaciones de la rugosidad superficial del terreno que surjan como consecuencia de la topografía natural y la vegetación, así como las construcciones existentes. Las estructuras se deberán asignar a una de las categorías de exposición siguientes:

1. **Exposición B:** Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosos obstáculos de tamaño mayor o igual al de una vivienda unifamiliar poco separados entre sí. El uso de esta exposición se deberá limitar a aquellas áreas en las cuales la estructura esté rodeada en todas direcciones por terreno representativo de la Exposición B en una distancia de al menos 2600 ft [800 m] o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.
2. **Exposición C:** Terreno abierto con obstáculos dispersos de altura generalmente inferior a 30 ft [9.1 m]. Esta categoría incluye el campo abierto, los prados y las franjas costeras en las regiones de huracanes.
3. **Exposición D:** Franjas costeras planas y sin obstáculos expuestas a vientos provenientes de aguas abiertas (excluyendo las franjas costeras en las regiones de huracanes) en una distancia de al menos 1 milla [1.61 km]. Las franjas costeras de Exposición D incluyen los cursos de agua interiores, los lagos y las áreas costeras fuera de las regiones de huracanes. La exposición D se extiende tierra adentro en una distancia de 660 ft [200 m] o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Las marismas, las salinas y otros terrenos similares se deberán considerar como Exposición D.

2.6.5.2 Coeficiente de presión dinámica

En base a la categoría de exposición determinada en 2.6.5.1 se deberá calcular un coeficiente de presión dinámica (K_z) de la siguiente manera:

$$K_z = 2.01(z/z_g)^{2/\alpha}$$

$$K_{z_{\min}} \leq K_z \leq 2.01$$

donde:

z = altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura

z_g , α y $K_{z_{\min}}$ están tabulados en la Tabla 2-4

2.6.6 Efectos topográficos

2.6.6.1 Velocidad del viento sobre colinas, cuchillas y escarpas:

El efecto acelerador del viento en las colinas, cuchillas y escarpas aisladas que representan cambios bruscos en la topografía general, cualquiera sea la categoría de exposición a la cual correspondan, se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño bajo las siguientes condiciones:

1. La colina, cuchilla o escarpa está aislada y no está obstruida por ninguna otra característica topográfica de altura comparable en un radio de 2 millas [3.22 km] medidas horizontalmente a partir del punto en el cual se determina la altura de la colina, cuchilla o escarpa, y

2. La colina, cuchilla o escarpa sobresale por un factor de dos o más por encima de la altura promedio de las características del terreno circundante en un radio de 2 millas [3.22 km], y
3. La pendiente (relación vertical/horizontal) de la característica topográfica es mayor que 0.10, y
4. La altura de la característica topográfica es mayor o igual que 15 ft [4.57 m] para exposiciones C y D, y mayor o igual que 60 ft [18 m] para exposición B.

2.6.6.2 Categorías topográficas

Las estructuras se deberán asignar a una de las categorías topográficas siguientes:

1. **Categoría 1:** No hay cambios bruscos en la topografía general, por ejemplo terrenos llanos u ondulantes. No es necesario considerar el efecto acelerador del viento.
2. **Categoría 2:** Estructuras ubicadas en la cresta de una escarpa o cerca de la misma. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una escarpa u horizontalmente a una distancia mayor que 8 veces la altura de la escarpa a partir de su cresta podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1.
3. **Categoría 3:** Estructuras ubicadas en la mitad superior de una colina. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una colina podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1.
4. **Categoría 4:** Estructuras ubicadas en la mitad superior de una cuchilla. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una cuchilla podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1.
5. **Categoría 5:** Los criterios para el efecto acelerador del viento se deberán basar en investigaciones específicas para el sitio de emplazamiento.

2.6.6.3 Estructuras instaladas sobre edificios u otras estructuras

No se deberá usar el efecto acelerador del viento para tomar en cuenta las mayores cargas de viento requeridas debido a la altura para las estructuras instaladas sobre edificios u otras estructuras. La altura, z , sobre el nivel del terreno se deberá tomar con referencia al nivel de piso del edificio u otra estructura de apoyo.

2.6.6.4 Factor topográfico

El efecto acelerador del viento se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño usando el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = \left[1 + \frac{K_e K_t}{K_h} \right]^2$$

donde:

K_h = factor de reducción dependiente de la altura dado por la siguiente ecuación:

$$= e^{\left(\frac{f \cdot z}{H}\right)}$$

e = base de los logaritmos naturales = 2.718

K_e = constante del terreno indicada en la Tabla 2-4

K_t = constante del terreno indicada en la Tabla 2-5

f = factor de atenuación dependiente de la altura indicado en la Tabla 2-5

z = altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura

H = altura de la cresta sobre el terreno circundante

K_{zt} = 1.0 para la categoría topográfica 1. Para la categoría topográfica 5, K_{zt} se deberá basar en bibliografía reconocida o en resultados experimentales.

2.6.7 Factor de ráfaga

2.6.7.1 Estructuras de celosía autoportadas o acarteladas

Para las estructuras de celosía autoportadas cuya altura sea mayor o igual que 600 ft [183 m] el factor de ráfaga deberá ser igual a 1.00. Para las estructuras cuya altura sea menor o igual que 450 ft [137 m] el factor de ráfaga deberá ser igual a 0.85. Para las estructuras cuya altura esté comprendida entre 450 ft [137 m] y 600 ft [183 m] el factor de ráfaga se deberá determinar interpolando linealmente.

Estas condiciones se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

$$G_h = 0.85 + 0.15 \left[\frac{h}{150} - 3.0 \right] \quad h \text{ en pies}$$

$$G_h = 0.85 + 0.15 \left[\frac{h}{45.7} - 3.0 \right] \quad h \text{ en metros}$$

donde:

h = altura de la estructura

Nota: Para las estructuras instaladas sobre edificios u otras estructuras, la altura de la estructura, h , no deberá incluir la altura de la estructura que sirve de apoyo.

2.6.7.2 Mástiles atirantados

Para los mástiles atirantados el factor de ráfaga deberá ser igual a 0.85.

2.6.7.3 Estructuras tipo monoposte

Para las estructuras tipo monoposte el factor de ráfaga deberá ser igual a 1.10.

2.6.7.4 Estructuras instaladas sobre otras estructuras

Para el diseño de la resistencia y las uniones de las proyecciones tubulares o de celosía en voladizo, monopostes u otras estructuras similares (frecuencia fundamental menor que 1.1 Hertz) instaladas sobre mástiles atirantados, estructuras autoportantes de celosía o edificios flexibles (relación alto/ancho mayor que 5), el factor de ráfaga deberá ser igual a 1.10 para las proyecciones de celosía y 1.35 para las proyecciones tubulares.

Los factores de ráfaga para los mástiles atirantados y estructuras autoportantes de apoyo deberán ser como se indica en 2.6.7.1 o 2.6.7.2 usando las cargas del voladizo en base al factor de ráfaga para la estructura de apoyo.

Notas:

1. El diseño de las uniones deberá incluir el diseño de todos los elementos y componentes que transfieren las cargas de la proyección a los elementos principales de la estructura o candelabro de apoyo.
2. En el caso de las estructuras con proyecciones, la altura de la estructura deberá incluir la altura de la proyección.

2.6.8 Espesor de hielo de diseño

Al calcular el peso de hielo y las cargas de viento sobre hielo, el espesor de hielo de diseño, t_i , se deberá mayorar en función de la altura de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$t_{iz} = 2.0t_i | K_{iz} (K_{zt})^{0.35}$$

$$K_{iz} = \left[\frac{z}{33} \right]^{0.10} \leq 1.4 \quad z \text{ en pies}$$

$$K_{iz} = \left[\frac{z}{10} \right]^{0.10} \leq 1.4 \quad z \text{ en metros}$$

donde:

2.0 = factor de conversión para estado límite

t_{iz} = espesor mayorado del hielo glaseado radial a la altura z

t_i = espesor de hielo de diseño

I = factor de importancia de la estructura de acuerdo con la Tabla 2-3

K_{iz} = factor de amplificación dependiente de la altura para el espesor de hielo

z = altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura

K_{zt} = factor topográfico de acuerdo con 2.6.6.4

Para el cálculo del área de hielo proyectada adicional se deberá considerar que el hielo se acumula con un espesor uniforme alrededor de las superficies expuestas de la estructura, las riendas y los accesorios (ver Figura 2-1). Para calcular las cargas de viento sobre hielo se podrá considerar que el área de hielo proyectada adicional es circular, aun cuando el área proyectada sin hielo sea plana.

Para el cálculo del peso del hielo el área de la sección transversal de hielo se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_{iz} = \pi \cdot t_{iz} (D_{c+} t_{iz})$$

donde:

A_{iz} = área de la sección transversal de hielo a la altura z

D_c = mayor dimensión de extremo a extremo de un elemento (ver Figura 2-2)

El peso del hielo se deberá basar en un peso unitario de 56 lb/ft³ [8.8 kN/m³].

2.6.9 Carga de viento de diseño

La carga de viento de diseño deberá incluir la suma de las fuerzas de viento de diseño horizontales aplicadas a la estructura en la dirección del viento más las fuerzas de viento de diseño sobre las riendas y los accesorios. Se deberá asumir que todos los accesorios, incluyendo las antenas, soportes y cables, permanecerán intactos y unidos a la estructura.

El diseño por resistencia se deberá basar en las direcciones del viento que provoquen las máximas respuestas. En el caso de las estructuras de celosía, para cada cara se deberán considerar todas las direcciones indicadas en la Tabla 2-6.

La fuerza de viento de diseño horizontal para el diseño por resistencia de los accesorios y sus uniones a las estructuras de apoyo se deberá determinar usando un factor de ráfaga de 1.0 y un factor de direccionalidad determinado de acuerdo con la

Tabla 2-2. No se deberá considerar ningún blindaje por parte de la estructura ($K_a = 1.0$, ver 2.6.9.2).

La fuerza de viento de diseño horizontal para el diseño por resistencia de una proyección tubular o de celosía en voladizo, monoposte u otra estructura similar instalada sobre un mástil atirantado, estructura autoportante de celosía o edificio flexible se deberá determinar usando un factor de ráfaga según 2.6.7.4 y un factor de direccionalidad determinado de acuerdo con la Tabla 2-2 para la estructura en voladizo.

Nota: El factor de direccionalidad para determinar la carga de viento de diseño para la totalidad de la estructura, incluyendo el voladizo, se deberá determinar de acuerdo con la Tabla 2-2 en base al tipo de estructura de apoyo.

La fuerza de viento de diseño, F_w , se deberá determinar de la siguiente manera:

$$F_w = F_{ST} + F_A + F_G$$

donde:

F_{ST} = fuerza de viento de diseño sobre la estructura de acuerdo con 2.6.9.1

F_A = fuerza de viento de diseño sobre los accesorios de acuerdo con 2.6.9.2

F_G = fuerza de viento de diseño sobre las riendas de acuerdo con 2.6.9.3

No es necesario que las fuerzas de viento de diseño, $F_{ST} + F_A$, sean mayores que la fuerza de viento calculada para una estructura usando una relación de solidez de 1.0 (cara sólida) más la carga de viento sobre los accesorios montados externamente que estén fuera del área proyectada normal de la estructura en la dirección del viento.

2.6.9.1 Fuerza de viento de diseño sobre la estructura

La fuerza de viento de diseño, F_{ST} , aplicada a cada sección de una estructura se deberá determinar de la siguiente manera:

$$F_{ST} = q_z G_h (EPA)_S$$

donde:

F_{ST} = fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura en la dirección del viento

q_z = presión dinámica de acuerdo con 2.6.9.6

G_h = factor de ráfaga de acuerdo con 2.6.7

$(EPA)_s$ = área proyectada efectiva de la estructura de acuerdo con 2.6.9.1.1 o 2.6.9.1.2

2.6.9.1.1 Área proyectada efectiva de las estructuras de celosía

El área proyectada efectiva, $(EPA)_s$, de los componentes estructurales de una sección se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_s = C_f [D_f \Sigma A_f + D_r \Sigma (A_r R_r)]$$

donde:

$$C_f = 4.0\varepsilon^2 - 5.9\varepsilon + 4.0 \text{ (secciones transversales cuadradas)}$$

$$C_f = 3.4\varepsilon^2 - 4.7\varepsilon + 3.4 \text{ (secciones transversales triangulares)}$$

$$\varepsilon = \text{relación de solidez} = (A_f + A_r) / A_g$$

A_f = área proyectada de los componentes estructurales planos en una cara de la sección

A_r = área proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara de la sección, incluyendo el área proyectada del hielo sobre los componentes estructurales planos y circulares en una cara para aquellas combinaciones que incluyen cargas de hielo

A_g = área bruta de una cara como si dicha cara fuese sólida

D_f = factor de dirección del viento para componentes estructurales planos determinada de acuerdo con la Tabla 2-6

D_r = factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares determinada de acuerdo con la Tabla 2-6

R_r = factor de reducción para un elemento circular

$$= 0.57 - 0.14\varepsilon + 0.86\varepsilon^2 - 0.24\varepsilon^3 \leq 1.0 \text{ cuando } C < 32 \text{ [4.4] y para todas las condiciones que incluyan hielo (flujo subcrítico)}$$

$$= 0.36 + 0.26\varepsilon + 0.97\varepsilon^2 - 0.63\varepsilon^3 \text{ cuando } C > 64 \text{ [8.7] para condiciones sin hielo (flujo supercrítico)}$$

donde:

$$C = [I K_z K_{zT}]^{1/2} V D$$

I = factor de importancia de acuerdo con la Tabla 2-3

K_Z = coeficiente de presión dinámica de acuerdo con 2.6.5.2

K_{ZT} = factor topográfico de acuerdo con 2.6.6.4

V = velocidad básica del viento para la condición de carga investigada, mph
[m/s]

D = diámetro exterior del componente estructural sin hielo, ft [m]

Notas:

1. El área proyectada de los componentes estructurales deberá incluir el área proyectada de las placas de unión en la cara de una sección.
2. Para que un componente estructural sea considerado un componente estructural circular, los lados del componente a barlovento y sotavento deben tener un perfil circular. (Los perfiles en U o los elementos en forma de canal serán considerados como componentes estructurales planos.)
3. No es necesario incluir los elementos de arriostamiento en caras adyacentes ni las riostras interiores en el área proyectada de los componentes estructurales.
4. Para condiciones sin hielo, cuando $32 [4.4] \leq C \leq 64 [8.7]$, para determinar R_r se puede interpolar linealmente. Para condiciones con hielo, R_r se deberá basar en flujo subcrítico para todos los valores de C .
5. Cuando en un elemento estructural circular hay accesorios tales como pernos de cabeza plana u otras irregularidades similares, el factor de reducción para los elementos circulares, R_r , se deberá calcular de la siguiente manera:
 - (a) Si $R_a \leq 0.1$, se podrán desprejciar las áreas proyectadas de los accesorios.
 - (b) Si $0.1 < R_a \leq 0.2$, el valor de R_r se deberá multiplicar por $1.0 + 3(R_a - 0.1)$, y se podrán desprejciar las áreas proyectadas de los accesorios.
 - (c) Si $R_a > 0.20$, o alternativamente para cualquier valor de R_a , se deberá usar el valor de R_r para flujo subcrítico. Las áreas proyectadas de los accesorios se deberán considerar separadamente además del elemento estructural usando coeficientes de fuerza apropiados para dichos accesorios.

Siendo R_a la relación entre el área proyectada de los accesorios y el área proyectada del elemento estructural sin los accesorios para la porción considerada. Para condiciones con hielo no es necesario incluir el espesor de hielo en la determinación de R_a .

6. Cuando en un elemento estructural plano hay accesorios tales como pernos de cabeza plana u otras irregularidades similares, las áreas proyectadas de los accesorios se deberán considerar separadamente además del elemento estructural usando coeficientes de fuerza apropiados para dichos accesorios, excepto cuando R_a sea menor o igual que 0.1, en cuyo caso las áreas proyectadas de los accesorios se podrán ignorar.

2.6.9.1.1 Área proyectada efectiva de las estructuras con patas reticuladas

Para los propósitos de la determinación del área proyectada efectiva, $(EPA)_S$, de las estructuras con patas reticuladas, las patas reticuladas se deberán considerar como elementos circulares equivalentes.

El área proyectada efectiva de una pata reticulada individual se deberá determinar de acuerdo con 2.6.9.1.1 con R_r basado en flujo subcrítico y los factores de dirección, D_f y D_r , iguales a 1.0. El diámetro del elemento circular equivalente se deberá determinar dividiendo la $(EPA)_S$ de la pata reticulada individual por 1.2 veces la longitud de la pata reticulada. El área bruta de la estructura, A_g , se deberá basar en el ancho total de la estructura incluyendo el ancho de la pata reticulada y el hielo cuando corresponda.

El factor de reducción, R_r , para el elemento circular equivalente se deberá basar en flujo subcrítico.

Para las condiciones de carga que incluyen hielo, para determinar las áreas proyectadas efectivas el espesor de hielo mayorado, t_{iz} , se deberá considerar uniformemente distribuido alrededor de cada elemento de la pata reticulada (no es necesario sumar el espesor del hielo al elemento circular equivalente). El peso del hielo se deberá determinar considerando cada elemento de la pata reticulada de acuerdo con 2.6.8.

2.6.9.1.2 Área proyectada efectiva de las estructuras tipo monoposte

El área proyectada efectiva, $(EPA)_S$, de una sección tipo monoposte se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_S = C_f A_p$$

donde:

C_f = coeficiente de fuerza para estructuras tipo monoposte en voladizo de acuerdo con la Tabla 2-7

A_p = área proyectada efectiva real en base al diámetro exterior del monoposte (secciones circulares), al diámetro exterior punto a punto (secciones poligonales) o al ancho total, incluyendo el espesor de hielo para las combinaciones de cargas que incluyen hielo

Nota: En ausencia de información detallada acerca de la disposición y radios de curvatura de las líneas de transmisión, el diámetro mínimo de una estructura tipo monoposte no deberá ser menor que el diámetro que resulte en una utilización del 45% de la sección transversal para la colocación de líneas de transmisión internas.

2.6.9.1.3 Carga uniforme de viento y hielo aplicada a la estructura

La fuerza de viento de diseño y el espesor de hielo aplicados a una sección de una estructura se pueden basar en la presión dinámica y el espesor de hielo a la mitad de la altura de la sección. La longitud de la sección que se considera tiene presión dinámica y espesor de hielo uniformes no deberá ser mayor que:

- a) 60 ft [18 m] para las estructuras de celosía
- b) 20 ft [6 m] para estructuras tipo monoposte

2.6.9.2 Fuerza de viento de diseño sobre los accesorios

La fuerza de viento de diseño sobre los accesorios (ya sean puntuales o lineales pero excluyendo las antenas de microondas), F_A , se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_A = q_z G_h (EPA)_A$$

donde:

q_z = presión dinámica a la altura del eje del accesorio de acuerdo con 2.6.9.6

G_h = factor de ráfaga de acuerdo con 2.6.7

(Nota: Ver el factor de ráfaga, G_h , para el diseño por resistencia de los accesorios en 2.6.9.)

$(EPA)_A$ = área proyectada efectiva del accesorio incluyendo el hielo para las combinaciones de carga que incluyen hielo.

La fuerza de viento de diseño, F_A , se deberá aplicar en el baricentro del área efectiva proyectada del accesorio en la dirección del viento. Para un accesorio lineal, la longitud que se considera tiene presión dinámica y espesor de hielo uniformes no deberá ser mayor que la longitud especificada en 2.6.9.1.3.

En ausencia de datos más precisos, la fuerza de viento de diseño sobre las antenas de microondas se deberá determinar usando el Anexo C.

En ausencia de datos más precisos que especifiquen los valores del área proyectada efectiva para cada una de las direcciones de viento críticas, el área proyectada efectiva, $(EPA)_A$, de un accesorio se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_A = K_a \left[(EPA)_N \cos^2(\theta) + (EPA)_T \sin^2(\theta) \right]$$

donde:

- $K_a = 1.0$ para accesorios circulares, independientemente de su ubicación, cuando se consideren coeficientes de fuerza para flujo transicional o supercrítico
- = $(1 - \epsilon)$ para accesorios cuando se consideren coeficientes de fuerza para flujo subcrítico, ubicados completamente dentro de la sección transversal de una estructura en celosía o fuera de la sección transversal completamente dentro de una zona de cara tal como se define en la Figura 2-3, siendo ϵ la mínima relación de solidez de la estructura considerando cada cara para la sección que contiene el accesorio. No es necesario que K_a sea mayor que 0.6.
 - = 0.8 para antenas y configuraciones para montaje de antenas (cuando se consideran solamente coeficientes de fuerza para flujo subcrítico) tales como brazos laterales, brazos en T, separadores, etc. cuando hay tres o más soportes ubicados a la misma altura relativa (se excluyen el blindaje provisto por la configuración de montaje y el blindaje de los elementos de montaje por parte de las antenas, ver 2.6.9.4)
 - = 1.0 para otros accesorios a menos que en la presente sección se especifique lo contrario

Notas:

1. De forma conservadora, se puede usar $K_a = 1.0$ para cualquier accesorio.
2. El valor de K_a es constante para todas las direcciones del viento.
3. Los valores de K_a arriba especificados no se deberán aplicar además de los valores de K_a aplicables especificados en las secciones 2.6.9.2.2 a 2.6.9.2.5.

$\theta =$ ángulo relativo entre el acimut asociado con la cara normal del accesorio y la dirección del viento (ver Figura 2-4)

$(EPA)_N =$ área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento normal al acimut del accesorio

$(EPA)_T =$ área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento del accesorio

De manera conservadora, se puede usar el mayor valor entre $(EPA)_N$ y $(EPA)_T$ como $(EPA)_A$ para todas las direcciones del viento.

En ausencia de datos más precisos, se deberá considerar que un accesorio está formado por componentes planos y circulares de acuerdo con lo siguiente:

$$(EPA)_N = \Sigma(C_a A_A)_N$$

$$(EPA)_T = \Sigma(C_a A_A)_T$$

C_a = coeficiente de fuerza de acuerdo con la Tabla 2-8

A_A = área proyectada de un componente del accesorio. Para las combinaciones de cargas que incluyen hielo, el área proyectada de hielo adicional se deberá considerar como un componente circular.

Las áreas de placa equivalente basadas en la Revisión C de esta Norma se deberán multiplicar por un coeficiente de fuerza, C_a , igual a 2.0 excepto cuando el accesorio está formado solamente por elementos circulares, en cuyo caso se podrá aplicar un coeficiente de 1.8.

Cuando no haya información específica disponible acerca de la antena y el soporte, el $(EPA)_A$ total para una montura de antenas inalámbricas se deberá determinar de acuerdo con el Anexo C.

2.6.9.2.1 Tubos de montaje para antenas

El área proyectada efectiva de un tubo de montaje por encima y por debajo de la porción blindada del tubo se deberá incluir en el término $\Sigma(C_a A_A)_N$. El área proyectada efectiva de la totalidad del tubo de montaje se deberá incluir en el término $\Sigma(C_a A_A)_T$.

2.6.9.2.2 Área proyectada efectiva para los marcos de montaje (Figura 2-5)

El área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento normal al acimut de un marco de montaje, $(EPA)_N$, se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_N = (EPA)_{MN} + (EPA)_{FN}$$

donde:

$$(EPA)_{MN} = \text{Área proyectada efectiva del marco} = C_{as} (A_f + R_{rf} A_r)$$

$$C_{as} = 1.58 + 1.05 (0.6 - \epsilon)^{1.8} \text{ para } \epsilon \leq 0.6$$

$$C_{as} = 1.58 + 2.63 (\epsilon - 0.6)^{2.0} \text{ para } \epsilon > 0.6$$

A_f = área proyectada de los componentes planos del marco de montaje

$$R_{rf} = 0.6 + 0.4 \epsilon^2$$

ϵ = relación de solidez del marco de montaje sin antenas y tubos de montaje

$$= (A_f + A_r)/A_g$$

A_r = área proyectada de los componentes circulares del marco de montaje

A_g = área bruta del marco como si fuera macizo, definida por las mayores dimensiones exteriores de los elementos incluidos en A_f y A_r

Nota: Para los marcos de montaje cuadrados o rectangulares de celosía (ver Figura 2-5), C_{as} deberá ser igual a C_f de acuerdo con 2.6.9.1.1.

$(EPA)_{FN}$ = área proyectada efectiva en un plano paralelo a la cara del marco de montaje de todos los elementos que soportan el marco de montaje

$$= 0.5 [2.0 (\Sigma A_{fs}) + 1.2 (\Sigma A_{rs})]$$

A_{fs} = área proyectada de los componentes planos que soportan el marco de montaje sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos

A_{rs} = área proyectada de los componentes circulares que soportan el marco de montaje sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos

El área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento de un marco de montaje, $(EPA)_T$, se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_T = (EPA)_{FT} + 0.5 \Sigma (EPA)_{FTi} + 0.5 \Sigma (EPA)_{MT}$$

donde:

$(EPA)_{FT}$ = área proyectada efectiva en un plano transversal a la cara del marco de montaje de un pórtico/celosía que soporta el marco de montaje (si hay más de uno, el mayor de los pórticos/celosías)

$(EPA)_{FTi}$ = área proyectada efectiva en un plano transversal a la cara del marco de montaje de cualquier pórtico/celosía adicional que soporte el marco de montaje

Nota: El área proyectada efectiva de los elementos de apoyo tipo pórtico/celosía se deberá determinar de acuerdo con la ecuación para $(EPA)_{MN}$. Alternativamente, se puede aplicar un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 2.0 a los elementos planos y un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 1.2 a los elementos circulares sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos.

$(EPA)_{MT}$ = área proyectada efectiva, en un plano transversal a la cara del marco de montaje, de todos los elementos del marco de montaje y todos los demás elementos de apoyo (por ejemplo retenidas) sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos, determinada usando un coeficiente de resistencia aerodinámica de 2.0 para los elementos planos y un coeficiente de resistencia aerodinámica de 1.2 para los elementos circulares

Cuando hay tres o más marcos de montaje instalados a la misma altura relativa se puede aplicar un factor de blindaje, K_a , de 0.80 a los valores de $(EPA)_N$ y $(EPA)_T$ del marco de montaje. Cuando hay tres o más marcos de montaje instalados en una disposición tal que resulta en el blindaje de la estructura y de los demás marcos de montaje (ver Figura 2-6), el factor de blindaje, K_a , se puede reducir a un valor igual a 0.75. Para la estructura de apoyo no se deberá considerar ningún blindaje.

Las antenas y tubos de montaje instaladas sobre marcos de montaje deberán ser considerados como accesorios genéricos usando un valor de K_a igual a 0.9, excepto que se podrá usar un valor de K_a igual a 0.8 cuando haya 3 o más marcos de montaje instalados a la misma altura relativa.

2.6.9.2.3 Área proyectada efectiva para plataformas simétricas tipo pórtico/ celosía

El área proyectada efectiva, $(EPA)_A$, de las plataformas simétricas tipo pórtico/celosía triangulares o cuadradas (ver Figura 2-7) que son continuas alrededor del perímetro de una estructura (o en las cuales la luz horizontal entre las esquinas de las caras adyacentes es menor o igual que 10% del ancho de la plataforma) se deberá determinar como si la plataforma fuera una sección de una estructura de celosía de acuerdo con 2.6.9.1 usando factores de direccionalidad D_F y $D_r = 1.0$. El área proyectada de todos los elementos de apoyo para toda la plataforma se deberá determinar proyectando todos los elementos de apoyo sobre un plano paralelo a una cara sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos de la plataforma ni de la estructura de apoyo. A las áreas proyectadas de los elementos de apoyo se les deberá aplicar un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 2.0 para los elementos planos y un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 1.2 para los elementos circulares. Al área proyectada efectiva de la plataforma se le deberá sumar el 50 por ciento del área proyectada efectiva total de los elementos de apoyo. El área proyectada efectiva total resultante se deberá usar para todas las direcciones del viento. Para la estructura de apoyo no se deberá considerar ningún blindaje. Las antenas y tubos de montaje instalados sobre la plataforma deberán ser considerados como accesorios genéricos usando un valor de K_a igual a 0.75.

2.6.9.2.4 Área proyectada efectiva para plataformas de bajo perfil

El área proyectada efectiva, $(EPA)_A$, de las plataformas simétricas de bajo perfil (ver Figura 2-8) que son continuas alrededor del perímetro de una estructura (o en las cuales luz horizontal entre las esquinas de las caras adyacentes es menor o igual que 10% del ancho de la plataforma) se deberá determinar sumando las áreas proyectadas de todos los elementos de la plataforma sobre un plano paralelo a una cara de la plataforma sin considerar el blindaje ni los elementos ni superpuestos de la plataforma ni de la estructura de apoyo. A las áreas proyectadas de todos los elementos se les deberá aplicar un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 2.0 para los elementos planos y un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 1.2 para los elementos circulares. El área efectiva total se deberá multiplicar por un factor igual a 0.75 para las plataformas cuadradas e igual a 0.67 para las plataformas triangulares. El área proyectada efectiva resultante se deberá usar para todas las direcciones del viento. Para la estructura de apoyo no se deberá considerar ningún blindaje. Las

antenas y tubos de montaje instalados sobre la plataforma deberán ser considerados como accesorios genéricos usando un valor de K_a igual a 0.8.

2.6.9.2.5 Área proyectada efectiva para plataformas simétricas en forma de anillo circular

El área proyectada efectiva, $(EPA)_A$, de las plataformas simétricas en forma de anillo circular (ver Figura 2-9) que son continuas alrededor del perímetro de una estructura se deberá determinar considerando los elementos de apoyo de la plataforma y los elementos del anillo como elementos individuales. El área proyectada de cada elemento del anillo deberá ser igual al producto entre el diámetro del anillo y la dimensión vertical proyectada del elemento del anillo expuesto al viento. El área proyectada de todos los elementos de apoyo para toda la plataforma se deberá determinar proyectando todos los elementos de apoyo sobre un plano vertical sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos de la plataforma ni de la estructura de apoyo. A las áreas proyectadas de los elementos de apoyo y los elementos del anillo se les deberá aplicar un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 2.0 para los elementos planos y un coeficiente de resistencia aerodinámica igual a 1.2 para los elementos circulares. Al área proyectada efectiva total de los elementos de apoyo se le deberá aplicar un factor de 0.50, mientras que al área efectiva proyectada total de los elementos del anillo se le deberá aplicar un factor de 1.75. El área proyectada efectiva total resultante se deberá usar para todas las direcciones del viento. Para la estructura de apoyo no se deberá considerar ningún blindaje. Las antenas y tubos de montaje instalados sobre la plataforma deberán ser considerados como accesorios genéricos usando un valor de K_a igual a 0.8.

Notas para todos los tipos de plataformas/marcos de montaje:

1. Para las antenas y los tubos de montaje para antenas bajo condiciones de flujo transicional o supercrítico K_a deberá ser igual a 1.0.
2. No es necesario incluir las rejillas y otras superficies de trabajo horizontales en el área proyectada efectiva.

2.6.9.3 Fuerza de viento de diseño sobre las riendas

La fuerza de viento de diseño sobre las riendas, F_G , se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_G = C_d d L_G G_h q_z \sin^2 \theta_g$$

donde:

F_G = fuerza aplicada normal a la cuerda de la rienda en el plano que contiene a la cuerda y al viento, ver Figura 2-10

C_d = 1.2, coeficiente de resistencia aerodinámica para riendas

d = diámetro de la rienda incluyendo el hielo para las combinaciones de carga que incluyen hielo

L_G = longitud de la rienda

G_h = factor de ráfaga de acuerdo con 2.6.7.2

q_z = presión dinámica a la mitad de la altura de la rienda de acuerdo con 2.6.9.6

θ_g = ángulo verdadero de incidencia del viento respecto de la cuerda de la rienda

Nota: Si hay accesorios tales como deflectores, aisladores, marcadores, etc. fijados a una rienda, es posible que se requiera un coeficiente de resistencia aerodinámica, C_d , más elevado o un mayor diámetro de rienda efectivo.

Se puede suponer que la fuerza de viento de diseño y el espesor de hielo son uniformes en base a la presión dinámica y el espesor de hielo a la mitad de la altura de cada rienda o segmento de rienda. La longitud de cada rienda o segmento de rienda se puede suponer igual a la longitud de la cuerda. La fuerza de viento de diseño se deberá considerar como una fuerza distribuida normal a la cuerda de la rienda.

En el caso de las estructuras apoyadas directamente sobre el terreno, la mitad de la altura se deberá medir con referencia a la cota del terreno en la base de la estructura. En el caso de las estructuras instaladas sobre edificios u otras estructuras de apoyo, la mitad de la altura de una rienda se deberá medir desde la cota a la mitad de la altura de la rienda hasta el nivel de piso del edificio u otra estructura de apoyo. La altura, z , de un segmento de rienda nunca deberá ser menor que cero.

2.6.9.4 Blindaje

Con las excepciones aquí especificadas, se podrá considerar blindaje para los elementos que se intersecan o son paralelos. A menos que ambos elementos sean circulares, el elemento no blindado deberá ser considerado como plano. Se puede considerar que existe blindaje total cuando la distancia libre entre los elementos en la dirección considerada para determinar las áreas proyectadas efectivas (EPA) es menor o igual que 2.0 veces la menor dimensión proyectada del elemento en la dirección considerada. Cuando la relación de la distancia libre es mayor que 4.0 no se deberá considerar ningún blindaje. Para relaciones comprendidas entre 2.0 y 4.0 estará permitido interpolar linealmente. Ver Figura 2-11.

No se deberá considerar el blindaje ofrecido por un accesorio cuando para determinar la fuerza de viento de diseño sobre el accesorio se utilice un valor de K_a menor que 1.0 de acuerdo con 2.6.9.2.

Nota: Las consideraciones referentes al blindaje variarán dependiendo de la dirección del viento.

2.6.9.5 Líneas de transmisión instaladas en grupos o bloques

El área proyectada de cada una de las líneas que forma parte de un grupo o bloque, independientemente de su separación o ubicación dentro del grupo (es decir sin considerar el blindaje de las líneas ni la reducción del espesor de hielo) se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento usando un coeficiente de fuerza, C_a , igual a 1.2 (líneas circulares o elípticas), excepto que no es necesario considerar al grupo de líneas mayor que un accesorio equivalente con un ancho igual a la máxima dimensión de extremo a extremo del grupo tanto para las caras normales como para las caras transversales con un coeficiente de fuerza, C_a , igual a 1.5 para los grupos cuadrados o rectangulares y 1.2 para los grupos circulares. Ver Figura 2-12. Para las condiciones de carga que incluyen hielo se deberá aplicar un coeficiente de fuerza, C_a , igual a 1.5 para los grupos circulares, cuadrados y rectangulares.

Nota: Para determinar el blindaje de acuerdo con 2.6.9.4 se puede usar el ancho del accesorio equivalente.

Para los propósitos del cálculo del peso de hielo se deberá considerar el espesor radial del hielo en cada línea individual, excepto que no es necesario que la sección transversal total de hielo sea mayor que el área de un grupo tal como se ilustra en la Figura 2-12.

2.6.9.6 Presión dinámica

La presión dinámica, q_z , evaluada a la altura z se deberá calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} q_z &= 0.00256 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ (lb/ft}^2\text{)} \\ &= 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ [N/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

donde:

K_z = coeficiente de presión dinámica de acuerdo con 2.6.5.2

K_{zt} = factor topográfico de acuerdo con 2.6.6.4

K_d = factor de probabilidad de la dirección del viento de acuerdo con la Tabla 2-2

V = velocidad básica del viento para la condición de carga investigada, mph [m/s]

I = factor de importancia de acuerdo con la Tabla 2-3

2.7 Cargas sísmicas

2.7.1 Definiciones

Terremoto de diseño: Efectos sísmicos correspondientes a dos tercios del terremoto máximo considerado.

Clase de un predio: Clasificación asignada a un predio en base a los tipos de suelo presentes.

Irregularidad de una estructura: Estructura que contiene una irregularidad de torsión, de rigidez o de masa de acuerdo con lo definido en la Tabla 2-9.

2.7.2 Simbología y notación

ϕ_{im} = amplitud de desplazamiento en el nivel i al vibrar en el modo m ;

ϕ_{zm} = amplitud de desplazamiento en el nivel z al vibrar en el modo m ;

a, b, c = coeficientes de aceleración;

A_{gi} = área de una rienda individual en el nivel i ;

A_s = factor de amplificación sísmica;

C_g = factor de conversión de frecuencia natural para mástiles atirantados;

C_{zm} = factor de distribución de fuerzas sísmicas para el modo m ;

E = módulo de elasticidad del material estructural;

F_a = coeficiente del predio dependiente de la aceleración para períodos cortos;

F_{sz} = fuerza sísmica lateral en el nivel z ;

F_v = coeficiente del predio dependiente de la velocidad para 1 segundo;

F_{zm} = fuerzas sísmicas en el nivel z para el modo m ;

f_1 = frecuencia fundamental de la estructura;

f_m = frecuencia de la estructura para el modo considerado;

G_{ri} = radio de rienda promedio para las riendas en el nivel i ;

g = aceleración de la gravedad;

H_{gi} = altura sobre la base hasta la cota de la rienda;

h = altura de la estructura;

h_i = altura desde la base de la estructura hasta el nivel i ;

h_z = altura desde la base de la estructura hasta el nivel z ;

I = factor de importancia;

- I_s = momento de inercia de una sección de una estructura;
 i = número que designa el nivel de la estructura;
 I_{avg} = momento de inercia promedio de la estructura;
 I_{bot} = momento de inercia en la base de la estructura;
 I_{top} = momento de inercia en la parte superior de la estructura;
 K_g = rigidez equivalente de las riendas;
 K_m = factor de conversión de frecuencia natural simplificado para mástiles atirantados;
 K_s = coeficiente usado para determinar las frecuencias fundamentales de una estructura;
 k_e = exponente de distribución de las fuerzas sísmicas;
 L = altura de una estructura tipo monoposte;
 L_{gi} = longitud de cuerda promedio de las riendas en el nivel i ;
 L_s = longitud de una sección de una estructura;
 M_s = masa total de una sección de una estructura;
 m = subíndice que denota cantidades en el modo m ;
 N = resistencia a la penetración normal de un suelo;
 N_i = número de riendas en el nivel de riendas i ;
 n = número que designa el nivel superior de una estructura o el número de niveles de riendas;
 PI = índice de plasticidad de un suelo;
 R = coeficiente de modificación de respuesta;
 S_1 = máxima aceleración de la respuesta sísmica espectral considerada para 1 segundo;
 S_A = aceleración de respuesta espectral de diseño;
 S_{am} = aceleración de respuesta espectral de diseño para el período T_m ;
 S_{az} = coeficiente de aceleración a la altura z ;

- S_{D1} = aceleración de respuesta espectral de diseño para un período de 1.0 segundo;
- S_{DS} = aceleración de respuesta espectral de diseño para períodos cortos;
- S_s = aceleración de respuesta espectral para períodos cortos;
- S_u = resistencia al corte no drenada de un suelo;
- T_m = período para el modo m ;
- T_o = período usado para definir la respuesta espectral de diseño;
- T_s = período usado para definir la respuesta espectral de diseño;
- V_s = corte sísmico total;
- V_{sm} = porción del corte en la base contribuido por el modo m ;
- W = peso de la estructura incluyendo los accesorios y la mitad superior de las riendas;
- W_1 = peso usado para determinar las frecuencias fundamentales de una estructura;
- W_L = peso de la estructura excluyendo los accesorios;
- W_m = carga gravitatoria modal efectiva;
- W_t = peso total de la estructura incluyendo los accesorios y riendas;
- W_u = peso de los accesorios puntuales en el tercio superior de una estructura;
- W_2 = peso de una estructura y los accesorios en el 5% superior de la altura de la estructura;
- w_a = ancho de cara promedio de la estructura;
- w_i = porción de la carga gravitatoria total asignada al nivel i ;
- w_o = ancho de cara en la base de la estructura;
- w_z = porción de la carga gravitatoria total asignada al nivel considerado;
- z = número que designa el nivel considerado.

2.7.3 Disposiciones generales

Las antenas y estructuras que soportan antenas requieren una consideración especial de sus características de respuesta en regiones de elevada sismicidad. Los requisitos de esta Norma proporcionan criterios de diseño para asegurar resistencia y estabilidad

suficientes para resistir los efectos del movimiento sísmico del suelo para las estructuras autosoportadas y las estructuras que soportan antenas atriantadas.

Los efectos sísmicos se pueden ignorar en el caso de las estructuras asignadas a la Clase I de acuerdo con la Tabla 2-1 o en el caso de cualquier estructura ubicada en una región donde la aceleración de la respuesta sísmica espectral para período corto (S_s) de acuerdo con 2.7.5 sea menor o igual que 1.00. Además, para las estructuras sin irregularidades de acuerdo con lo descrito en la Tabla 2-9, los efectos sísmicos se pueden ignorar cuando el corte sísmico total es menor que 50% de la carga de viento horizontal total sin hielo. Para los propósitos de esta sección y de la sección 9.6, para calcular el corte sísmico total a comparar con las cargas de viento se puede utilizar el procedimiento de la fuerza lateral equivalente especificado en 2.7.7 para todas las estructuras. Para esta comparación las cargas de viento se deberán basar en la velocidad básica del viento en el predio para un intervalo de recurrencia de 50 años.

Cuando se requiera, las cargas sísmicas se deberán evaluar de acuerdo con los procedimientos de análisis sísmico especificados en 2.7.4.

1. Se deberá determinar un factor de importancia I de acuerdo con la Tabla 2-3 en base a la clasificación de la estructura listada en la Tabla 2-1.
2. Determinar un método de análisis sísmico apropiado de acuerdo con la Tabla 2-10.
3. Determinar la máxima aceleración de la respuesta sísmica espectral considerada (expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad) para períodos cortos (S_s) y para 1 segundo (S_1) de acuerdo con 2.7.5.
4. Determinar la Clase del predio en base a las propiedades del suelo existente en el predio de acuerdo con la Tabla 2-11.
5. Los factores de modificación F_a y F_v , dependientes de la Clase del predio, se deberán determinar de acuerdo con las Tablas 2-12 y 2-13 respectivamente.
6. La aceleración de respuesta espectral de diseño para períodos cortos (S_{DS}) y para 1 segundo (S_{D1}) se deberá determinar de acuerdo con 2.7.6.

2.7.4 Procedimientos de análisis sísmico

Cuando se requiera un análisis estructural para las cargas sísmicas, éste se deberá realizar de acuerdo con uno de los métodos de análisis sísmico indicados en la Tabla 2-10.

Para los métodos 1, 2 y 3 se deberá considerar que los movimientos del suelo ocurren en las mismas direcciones consideradas para las cargas de viento. Para las estructuras con irregularidades de torsión de acuerdo con lo descrito en la Tabla 2-9, en el análisis se deberán incluir los momentos torsores. El modelo matemático usado para el análisis sísmico deberá satisfacer lo especificado en 3.4 y 3.5.

(Nota: Las solicitaciones producidas por las fuerzas sísmicas obtenidas mediante los métodos 1 y 2 de la Tabla 2-10 se deberán determinar mediante un análisis geométrico no lineal cuando de acuerdo con 3.5 se requiera tal análisis.)

Las cargas sísmicas para las estructuras instaladas sobre edificios u otras estructuras de apoyo se deberán determinar de acuerdo con 2.7.12.

2.7.5 Máximas aceleraciones de la respuesta sísmica espectral consideradas

Las máximas aceleraciones de la respuesta sísmica espectral para períodos cortos (S_s) y para 1 segundo (S_1) consideradas deberán ser como se indica en el Anexo B y el Apéndice 1, salvo lo especificado en 2.7.5.1.

2.7.5.1 Procedimientos específicos para determinar las aceleraciones del terreno en un predio

Para las estructuras ubicadas en regiones no incluidas en el Anexo B, las máximas aceleraciones S_s y S_1 se deberán basar en datos de sismicidad y geología regionales y se deberán expresar como una fracción de la aceleración de la gravedad. El máximo movimiento sísmico del terreno considerado se deberá tomar como el movimiento determinado asumiendo un 5% de amortiguación con una probabilidad de excedencia del 2% en un período de 50 años.

En el caso de estructuras en ubicaciones correspondientes a predios de la Clase F (ver Tablas 2-12 y 2-13), para determinar S_s y S_1 se deberá realizar un estudio geotécnico específico del predio y un análisis de respuesta dinámica del predio.

2.7.6 Aceleraciones de la respuesta espectral de diseño

La aceleración de la respuesta sísmica espectral de diseño para períodos cortos (S_{DS}) y para 1 segundo (S_{D1}) se deberá determinar de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$S_{DS} = 2/3 F_a S_s$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v S_1$$

donde:

F_a = coeficiente del predio dependiente de la aceleración basado en la clase del predio y la aceleración de la respuesta espectral para períodos cortos de acuerdo con la Tabla 2-12.

F_v = coeficiente del predio dependiente de la velocidad basado en la clase del predio y la aceleración de la respuesta espectral para 1 segundo de acuerdo con la Tabla 2-13.

Nota: Cuando S_s y S_1 se basan en procedimientos de análisis de respuesta dinámica específicos del predio, F_a y F_v deberán ser iguales a 1.0.

2.7.7 Procedimiento de la fuerza lateral equivalente (Método 1)

1. Determinar el peso total (W) de la estructura incluyendo los accesorios. Para los mástiles atirantados, W también deberá incluir el peso de la mitad superior de las riendas unidas a la estructura.
2. Calcular el corte sísmico total (V_s) de acuerdo con 2.7.7.1.
3. Distribuir el corte sísmico total de acuerdo con 2.7.7.2.
4. Analizar la estructura estáticamente usando las fuerzas sísmicas como cargas externas.

2.7.7.1 Corte sísmico total

El corte sísmico total, V_s , en una dirección dada se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{S_{DS} W \cdot I}{R}$$

Alternativamente, para las estructuras apoyadas directamente sobre el terreno, no es necesario que el corte sísmico total, V_s , sea mayor que:

$$V_s = \frac{f_1 S_{D1} W \cdot I}{R}$$

Cuando se utilice la ecuación alternativa para V_s , V_s no deberá ser menor que $0.044 S_{DS} W \cdot I$, mientras que para los predios donde S_1 sea mayor o igual que $0.75 V_s$ determinado usando la ecuación alternativa tampoco deberá ser menor que:

$$V_s = \frac{0.55 S_1 W \cdot I}{R}$$

donde:

S_{DS} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para períodos cortos de acuerdo con 2.7.6

S_{D1} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para un período de 1.0 segundo de acuerdo con 2.7.6

S_1 = máxima aceleración de la respuesta sísmica espectral considerada para 1 segundo de acuerdo con 2.7.5

f_1 = frecuencia fundamental de la estructura de acuerdo con 2.7.11

W = peso total de la estructura incluyendo los accesorios. Para los mástiles atirantados, W también incluye la mitad del peso de las riendas que soportan la estructura.

I = factor de importancia de acuerdo con la Tabla 2-3

R = coeficiente de modificación de la respuesta igual a 3.0 para estructuras autosoportadas de celosía, 2.5 para mástiles atirantados de celosía y 1.5 para estructuras tubulares tipo monoposte

2.7.7.2 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral, F_{sz} , inducida en cualquier nivel, z , se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_{sz} = \frac{w_z h_z^{k_e}}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^{k_e}} V_s$$

donde:

V_s = corte sísmico total de acuerdo con 2.7.7.1

n = número que designa el nivel superior de la estructura con respecto a la distribución de las cargas gravitatorias

i = número que designa el nivel de la estructura comenzando desde la base hasta el nivel superior

z = número que designa el nivel considerado

w_z = porción de la carga gravitatoria total (W) asignada al nivel considerado

h_z = altura desde la base de la estructura hasta el nivel z

w_i = porción de la carga gravitatoria total (W) asignada al nivel i

h_i = altura desde la base de la estructura hasta el nivel i

k_e = exponente de distribución de las fuerzas sísmicas, igual a 1.0 para las estructuras cuya frecuencia fundamental es mayor o igual que 2.0, e igual a 2.0 para las estructuras cuya frecuencia fundamental es menor o igual que 0.4. Para las estructuras cuya frecuencia fundamental está comprendida entre 2.0 y 0.4, k_e deberá ser igual a 2.0 o bien se deberá determinar interpolando linealmente entre 1.0 y 2.0. Alternativamente, k_e se puede tomar igual a 2.0 para cualquier estructura.

(Nota: Para los mástiles atirantados, la mitad del peso de las riendas se deberá asignar a los correspondientes puntos de fijación de las riendas en el mástil.)

2.7.8 Procedimiento de análisis modal equivalente (Método 2)

1. Calcular la frecuencia fundamental de la estructura de acuerdo con la sección 2.7.11.
2. Determinar las fuerzas sísmicas para cada nivel de la estructura de acuerdo con 2.7.8.1.
3. Analizar la estructura estáticamente usando las fuerzas sísmicas como cargas externas.

2.7.8.1 Determinación de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral, F_{sz} , inducida en cada nivel de la estructura, z , se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_{sz} = \frac{S_{az} w_z I}{R}$$

donde:

z = número que designa el nivel considerado

S_{az} = coeficiente de aceleración a la altura z

$$= \frac{a(S_A)^2 + b(S_{DS})^2}{\left[(S_A)^2 + c(S_{DS})^2 \right]^{1/2}}$$

w_z = porción de la carga gravitatoria total asignada al nivel considerado

I = factor de importancia de acuerdo con la Tabla 2-3

R = coeficiente de modificación de la respuesta igual a 3.0 para estructuras autosoportadas de celosía, 2.5 para mástiles atirantados de celosía y 1.5 para estructuras tubulares tipo monoposte

a, b, c = coeficientes de aceleración determinados en base a la Figura 2-13

$S_A = S_{D1}(f_1)$ cuando $f_1 \leq S_{DS}/S_{D1}$, caso contrario $S_A = S_{DS}$

f_1 = frecuencia fundamental de la estructura de acuerdo con 2.7.11

S_{DS} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para períodos cortos de acuerdo con 2.7.6

S_{D1} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para 1 segundo de acuerdo con 2.7.6

2.7.9 Procedimiento de análisis modal (Método 3)

1. Construir un modelo matemático de la estructura que represente la distribución espacial de las masas y rigideces en toda la estructura.
2. Realizar un análisis para determinar los modos de vibración naturales de la estructura, incluyendo el período de cada modo, el vector de forma modal y el factor de participación de masa modal. El análisis deberá incluir un número de modos suficiente para obtener una participación de masa modal combinada de al menos 85%. El análisis para cada dirección considerada se deberá basar en métodos de análisis estructural establecidos.
3. Establecer el espectro de respuesta de diseño de acuerdo con 2.7.9.1.
4. Calcular el corte en la base (V_{sm}) contribuido por cada modo de acuerdo con 2.7.9.2.
5. Determinar las fuerzas sísmicas para cada nivel de la estructura para cada modo de acuerdo con 2.7.9.3.
6. Analizar la estructura estáticamente usando las fuerzas sísmicas como cargas externas para cada modo.
7. Combinar las solicitaciones de todos los modos calculando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores modales.

2.7.9.1 Espectro de respuesta de diseño

El espectro de respuesta de diseño se deberá determinar de acuerdo con las siguientes ecuaciones graficadas en la Figura 2-14.

S_{am} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para el período T_m para el modo investigado

$$T_m = 1/f_m$$

f_m = frecuencia de la estructura para el modo considerado, Hertz

Para $T_m < 4.0$ sec

$$S_{am} = S_{DS} (0.4 + 0.6 T_m / T_o) \text{ cuando } T_m \leq T_o$$

$$S_{am} = S_{DS} \text{ cuando } T_o < T_m < T_s$$

$$S_{am} = S_{D1} / T_m \text{ cuando } T_m \geq T_s$$

Para $T_m \geq 4.0$ sec

$$S_{am} = 4S_{D1} / T_m^2$$

donde:

S_{DS} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para períodos cortos de acuerdo con 2.7.6

S_{D1} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para 1 segundo de acuerdo con 2.7.6

$$T_o = 0.2 S_{D1}/S_{DS}$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

2.7.9.2 Corte en la base contribuido por cada modo

El corte en la base (V_{sm}) contribuido por cada modo se deberá determinar de acuerdo con:

$$V_{sm} = \frac{S_{am} W_m I}{R}$$

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}^2}$$

donde:

S_{am} = aceleración de la respuesta espectral de diseño para el período T_m

W_m = carga gravitatoria modal efectiva

I = factor de importancia de acuerdo con la Tabla 2-3

R = coeficiente de modificación de la respuesta igual a 3.0 para estructuras autosoportadas de celosía, 2.5 para mástiles atirantados de celosía y 1.5 para estructuras tubulares tipo monoposte

n = número que designa el nivel superior de la estructura con respecto a la distribución de las cargas gravitatorias

i = número que designa el nivel de la estructura comenzando desde la base hasta el nivel superior

m = subíndice que denota cantidades en el modo m

w_i = porción de la carga gravitatoria total (W) asignada al nivel i

ϕ_{im} = amplitud de desplazamiento del modo i de la estructura cuando ésta vibra en su modo m

2.7.9.3 Fuerzas sísmicas contribuidas por cada modo

Las fuerzas sísmicas (F_{zm}) en cada nivel de la estructura (z) para cada modo (m) se deberá determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_{zm} = C_{zm} V_{sm}$$

donde:

$$C_{zm} = \frac{w_z \phi_{zm}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}}$$

z = número que designa el nivel considerado

C_{zm} = factor de distribución de fuerzas sísmicas para el modo m

V_{sm} = porción del corte en la base contribuido por el modo m

w_z = porción de la carga gravitatoria total (W) asignada al nivel z

w_i = porción de la carga gravitatoria total (W) asignada al nivel i

ϕ_{zm} = amplitud de desplazamiento en el nivel z al vibrar en el modo m

ϕ_{im} = amplitud de desplazamiento en el nivel i al vibrar en el modo m

2.7.10 Análisis tiempo-historia (Método 4)

1. Construir un modelo matemático de la estructura que represente la distribución espacial de las masas y rigideces en toda la estructura considerando que la amortiguación estructural es equivalente al 5% de la amortiguación crítica.
2. Seleccionar dos historias del movimiento horizontal del terreno ortogonales correspondientes a no menos de tres eventos registrados compatibles con la sismicidad del predio o, alternativamente, generar una historia del movimiento del terreno simulado de acuerdo con métodos de ingeniería sísmica aceptables.
3. Para cada componente horizontal, construir un espectro de respuesta para una amortiguación del 5%. Combinar los espectros de respuesta para cada par de componentes horizontales usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés). Promediar los espectros combinados resultantes. Mayorar los componentes del movimiento horizontal del terreno de manera tal que el espectro combinado promedio no sea menor que 1.3 veces el espectro de respuesta de diseño calculado de acuerdo con 2.7.9.1 multiplicado por el factor de importancia de la estructura. El factor de amplificación se deberá aplicar a todas las componentes de movimiento del terreno.
4. Realizar un análisis tiempo-historia para cada evento de acuerdo con métodos de análisis estructural aceptables usando las dos componentes simultáneas de movimiento del terreno mayoradas. Si la distancia horizontal entre la base de un mástil atirantado y un punto de anclaje de las riendas es mayor que 1000 ft [300 m],

el análisis deberá incluir la excitación fuera de fase del punto de anclaje. El tiempo de demora se deberá calcular usando la velocidad de onda de corte de diseño en el suelo en el predio y la distancia entre la base y el punto de anclaje de la rienda.

5. Determinar las solicitaciones para el diseño seleccionando los máximos valores de los análisis tiempo-historia.

2.7.11 Frecuencia fundamental de la estructura (f_1)

La frecuencia natural fundamental de la estructura (f_1) en la dirección considerada se deberá determinar usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. En ausencia de un análisis formal, la frecuencia natural fundamental de una estructura se puede determinar de acuerdo con las secciones 2.7.11.1 a 2.7.11.3.

2.7.11.1 Estructuras autoportadas de celosía

$$f_1 = \frac{K_s (w_a)}{h^2} \sqrt{\frac{W_1}{W_1 + W_2}} \text{ Hertz}$$

donde:

$$W_1 = W \left[\left(\frac{w_a}{w_o} \right)^2 + 0.15 \right]$$

K_s = 4540 para h y w_a en pies y 1500 para h y w_a en metros

W = peso total de la estructura incluyendo los accesorios

W_2 = peso de la estructura y los accesorios en el 5% superior de la altura de la estructura

w_a = ancho de cara promedio de la estructura, ft [m]

w_o = ancho de cara en la base de la estructura, ft [m]

h = altura de la estructura, ft [m]

2.7.11.2 Estructuras autoportadas tipo monoposte

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 E I_{avg} g}{L^3 (W_u + 0.236 W_L)}} \text{ Hertz}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del material estructural, ksi [MPa]

$$I_{avg} = (I_{top} + I_{bot}) / 2, \text{ in}^4 [\text{mm}^4]$$

$$I_{top} = \text{momento de inercia en la parte superior de la estructura, in}^4 [\text{mm}^4]$$

$$I_{bot} = \text{momento de inercia en la base de la estructura, in}^4 [\text{mm}^4]$$

$$W_u = \text{peso de los accesorios puntuales en el tercio superior de la estructura, kips [N]}$$

$$W_L = W_t - W_u, \text{ kips [N]}$$

$$W_t = \text{peso total de la estructura incluyendo los accesorios, kips [N]}$$

$$L = \text{altura de la estructura tipo monoposte, in [mm]}$$

$$g = \text{aceleración de la gravedad, in/s}^2 [\text{mm/s}^2]$$

2.7.11.3 Mástiles atirantados

$$f_1 = C_g \sqrt{\frac{K_g}{W_t}} \text{ Hertz}$$

donde:

$$C_g = 176.5 [8.70]$$

$$K_g = \sum_{i=1}^n \left[\frac{N_i (A_{gi}) (G_{ri}) (H_{gi})}{h (L_{gi})^2} \right]$$

$$K_g = \text{rigidez equivalente de las riendas}$$

$$W_t = \text{peso de la estructura incluyendo los accesorios y el peso total de todas las riendas, kips [kN]}$$

$$n = \text{número de niveles de riendas}$$

$$i = \text{número que designa el nivel de riendas desde la base hasta el nivel superior}$$

$$N_i = \text{número de riendas en el nivel de riendas } i$$

$$A_{gi} = \text{área de una rienda individual en el nivel } i, \text{ in}^2 [\text{mm}^2]$$

$$G_{ri} = \text{radio de rienda promedio para las riendas en el nivel } i, \text{ ft [m]}$$

$$H_{gi} = \text{altura sobre la base hasta el nivel de riendas } i, \text{ ft [m]}$$

h = altura de la estructura, ft [m]

L_{gi} = longitud de cuerda promedio de las riendas en el nivel i , ft [m]

Alternativamente se puede usar la siguiente ecuación simplificada:

$$f_1 = K_m \sqrt{\frac{1}{h^{1.5}}}$$

donde:

K_m = 122 [50]

h = altura de la estructura, ft [m]

2.7.12 Estructuras apoyadas sobre edificios u otras estructuras

Las cargas sísmicas para las estructuras cuya altura sea menor o igual que 100 ft y que no tengan irregularidades de masa ni de rigidez de acuerdo con la Tabla 2-9 se pueden evaluar de acuerdo con el procedimiento especificado en 2.7.7 (Método 1) multiplicado por un factor de amplificación tal como se especifica en 2.7.12.1.

Para las estructuras con irregularidades de masa o de rigidez y para las estructuras de más de 100 ft de altura se deberán considerar los efectos de interacción entre la estructura y la estructura de apoyo. Para estas estructuras se deberán utilizar métodos racionales que tomen en cuenta las características dinámicas de las estructuras, métodos que también se podrán utilizar para determinar las cargas sísmicas de cualquier estructura soportada. Sin embargo, las cargas sísmicas no deberán ser menores que 80% de las cargas sísmicas determinadas de acuerdo con 2.7.7.

2.7.12.1 Factor de amplificación

Las cargas sísmicas determinadas de acuerdo con los procedimientos especificados en 2.7.7 (Método 1) se deberán multiplicar por un factor de amplificación (A_s) de la siguiente manera:

Para las estructuras autosoportadas o atirantadas, el factor de amplificación deberá ser igual a 3.0.

Para las estructuras unidas a la estructura de apoyo mediante cartelas a la mitad de la altura de la estructura o a una altura mayor, el factor de amplificación deberá ser igual a 1.0.

Para las estructuras unidas a la estructura de apoyo mediante cartelas por debajo de la mitad de la altura de la estructura, el factor de amplificación se deberá tomar igual a 3.0 o bien se podrá interpolar linealmente entre 3.0 y 1.0 dependiendo de la altura de la ménsula con respecto a la mitad de la altura de la estructura.

2.8 Requisitos de serviciabilidad

2.8.1 Definiciones

Desplazamiento: Desplazamiento horizontal bajo cargas de servicio de un punto respecto de su posición correspondiente a carga no mayorada sin viento.

Cargas de servicio: Combinación de cargas que se utiliza para calcular las deformaciones en estado límite de servicio.

Ladeo: Rotación angular bajo cargas de servicio del recorrido del haz de una antena en el plano vertical local de la antena respecto de su posición correspondiente a carga sin viento no mayorada.

Torsión: Rotación angular bajo cargas de servicio del recorrido del haz de una antena en el plano horizontal local de la antena respecto de su posición correspondiente a carga sin viento no mayorada.

2.8.2 Deformaciones en estado límite

A menos que se requiera lo contrario, en ningún punto de una estructura las deformaciones bajo cargas de servicio deberán superar los siguientes límites:

1. Una rotación de 4 grados respecto del eje vertical (torsión) o de cualquier eje horizontal (ladeo) de la estructura.
2. Un desplazamiento igual al 3% de la altura de la estructura.
3. Para las proyecciones tubulares o de celosía en voladizo, monopostes o estructuras similares instaladas sobre estructuras de celosía, un desplazamiento horizontal relativo igual a 1.5% de la altura del voladizo medida desde la punta del voladizo hasta su base.

2.8.3 Cargas de servicio

Las cargas de servicio se deberán definir de acuerdo con la siguiente combinación de cargas para una velocidad básica del viento de 60 mph [27 m/s]:

$$1.0 D + 1.0 D_g + 1.0 W_o \quad (\text{Ver 2.3.1})$$

Las fuerzas de viento horizontales para determinar las cargas de servicio se deberán basar en un factor de importancia, I , de 1.00, y un factor de direccionalidad, K_d , de 0.85 para todas las estructuras. El coeficiente de presión dinámica, K_z , el factor de ráfaga, G_h , y el factor topográfico, K_{zt} , deberán ser iguales a los valores para la condición correspondiente al estado límite de resistencia.

**Tabla 2-1
Clasificación de las estructuras**

Descripción de la estructura	Clase
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo bajo en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras utilizadas para servicios opcionales y/o en las cuales una demora en el restablecimiento de los servicios sería aceptable.	I
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo considerable en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras que se utilizan para servicios que se pueden prestar por otros medios.	II
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo elevado en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras que se utilizan principalmente para comunicaciones esenciales.	III

**Tabla 2-2
Factor de probabilidad de la dirección del viento**

Tipo de estructura	Factor de probabilidad de la dirección del viento, K_d
Estructuras de celosía con secciones transversales triangulares, cuadradas o rectangulares incluyendo los accesorios	0.85
Estructuras tubulares tipo monoposte; estructuras de celosía con secciones transversales que no sean triangulares, cuadradas ni rectangulares; diseño por resistencia de los accesorios	0.95

**Tabla 2-3
Factores de importancia**

Clase de la estructura	Carga de viento sin hielo	Carga de viento con hielo	Espesor de hielo	Sismo
I	0.87	N/A	N/A	N/A
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.15	1.00	1.25	1.50
Nota: Las cargas de hielo y las cargas sísmicas no se aplican a las estructuras de la Clase I				

Tabla 2-4
Coefficientes según la categoría de exposición

Categoría de exposición	Z_g	α	K_{zmin}	K_e
B	1200 ft [366 m]	7.0	0.70	0.90
C	900 ft [274 m]	9.5	0.85	1.00
D	700 ft [213 m]	11.5	1.03	1.10

Tabla 2-5
Coefficientes de categoría topográfica

Categoría topográfica	K_t	f
2	0.43	1.25
3	0.53	2.00
4	0.72	1.50

Tabla 2-6
Factores de dirección del viento

Sección transversal de la torre	Cuadrada		Triangular		
	Normal	45°	Normal	60°	±90°
D _f	1.0	1 + 0.75ε (1.2 máx.)	1.0	0.80	0.85
D _r	1.0	1 + 0.75ε (1.2 máx.)	1.0	1.0	1.0

Las direcciones del viento se miden respecto de una línea normal a la cara de la estructura.

Tabla 2-7
Coefficientes de fuerza (C_F) para las estructuras tipo monoposte

C mph·ft [m/s·m]	Circular	18 lados	16 lados	12 lados	8 lados
< 32 [4.4] (flujo subcrítico)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
32 a 64 [4.4 a 8.7] (flujo transicional)	$38.4 / (C)^{1.0}$ [$5.23 / (C)^{1.0}$]	$25.8 / (C)^{0.885}$ [$4.42 / (C)^{0.885}$]	$12.6 / (C)^{0.678}$ [$3.26 / (C)^{0.678}$]	$2.99 / (C)^{0.263}$ [$1.77 / (C)^{0.263}$]	1.2 [1.2]
> 64 [8.7] (flujo supercrítico)	0.60	0.65	0.75	1.0	1.2

$C = (I K_{zt} K_z)^{0.5} (V)(D)$ para D en ft [m], V en mph [m/s]

V es la velocidad básica del viento para la condición de carga investigada. D es el diámetro externo del poste para el caso de postes circulares o el diámetro exterior punto a punto para el caso de postes poligonales.

Notas:

1. Cuando hay accesorios lineales tales como escaleras, guías de onda, coaxiales, ménsulas u otras proyecciones similares unidas a la parte exterior del fuste del monoposte, las áreas proyectadas efectivas se deberán calcular de la siguiente manera:
 - a. Cuando $R_a \leq 0.1$ se podrán despreciar las áreas proyectadas de los accesorios.
 - b. Cuando $0.1 < R_a \leq 0.2$, el valor para C_F se deberá multiplicar por $1.0 + 3(R_a - 0.1)$ y se podrán despreciar las áreas proyectadas de los accesorios.
 - c. Cuando $R_a > 0.2$, o alternativamente para cualquier valor de R_a , se deberá usar el valor de C_F para flujo subcrítico. Las áreas proyectadas de los accesorios se deberán considerar separadamente además de la estructura usando coeficientes de fuerza apropiados para dichos accesorios.

R_a es la relación entre el área proyectada de los accesorios (perpendicular a la dirección del viento) y el área proyectada de la estructura sin accesorios para la porción considerada. Para condiciones con hielo no es necesario incluir el espesor de hielo en la determinación de R_a .
2. Para condiciones con hielo, C_F se deberá basar en flujo subcrítico para todos los valores de C.
3. Para otras secciones triangulares se podrá interpolar linealmente entre los valores indicados en base al ángulo inscrito de cada lado. Para una sección transversal circular el ángulo inscrito es de 0 grados.

Tabla 2-8
Coeficientes de fuerza (C_a) para los accesorios

Tipo de elemento		Relación de aspecto ≤ 2.5	Relación de aspecto = 7	Relación de aspecto ≥ 25
		C_a	C_a	C_a
Plano		1.2	1.4	2.0
Circular	$C < 32$ [4.4] (flujo subcrítico)	0.70	0.80	1.2
	$32 \leq C \leq 64$ [4.4 $\leq C \leq 8.7$] (flujo transicional)	$3.76 / (C)^{0.485}$ [$1.43 / (C)^{0.485}$]	$3.37 / (C)^{0.415}$ [$1.47 / (C)^{0.415}$]	$38.4 / (C)^{1.0}$ [$5.23 / (C)^{1.0}$]
	$C > 64$ [8.7] (flujo supercrítico)	0.50	0.60	0.60

Donde:

$$C = (I K_{zt} K_z)^{0.5} (V)(D) \text{ para } D \text{ en ft [m], } V \text{ en mph [m/s]}$$

V es la velocidad básica del viento para la condición de carga investigada.

D es el diámetro exterior del accesorio.

Relación de aspecto es la relación largo/ancho global en el plano normal a la dirección del viento. (La relación de aspecto es independiente de la separación entre puntos de apoyo de un accesorio lineal, y de la longitud de la sección que se considera tiene carga de viento uniforme).

Notas:

1. Para los accesorios cilíndricos, cuando haya irregularidades tales como bridas, suspensores, etc. presentes, las áreas proyectadas efectivas se deberán calcular de la siguiente manera:

- a. Cuando $R_a \leq 0.1$ se podrán despreciar las áreas proyectadas de las irregularidades.
- b. Cuando $0.1 < R_a \leq 0.2$, el valor para C_a se deberá multiplicar por $1.0 + 3(R_a - 0.1)$ y se podrán despreciar las áreas proyectadas de las irregularidades.
- c. Cuando $R_a > 0.2$, o alternativamente para cualquier valor de R_a , se deberá usar el valor de C_a para flujo subcrítico. Las áreas proyectadas de las irregularidades se deberán considerar separadamente además del accesorio usando coeficientes de fuerza apropiados.

R_a es la relación entre el área proyectada de las irregularidades (perpendicular a la dirección del viento) y el área proyectada del accesorio sin las irregularidades para la porción considerada. Para condiciones con hielo no es necesario considerar el espesor de hielo en la determinación de R_a .

2. Para los accesorios planos, cuando haya irregularidades tales como bridas, suspensores, etc., presentes, el área proyectada de las irregularidades se deberá

considerar separadamente además del accesorio usando coeficientes de fuerza apropiados, excepto cuando R_a sea menor o igual que 0.1, en cuyo caso las áreas proyectadas de las irregularidades se podrán ignorar.

3. Para condiciones con hielo, C_a se deberá basar en flujo subcrítico para todos los valores de C .
4. Para relaciones de aspecto diferentes a las indicadas se podrá interpolar linealmente.
5. De manera conservadora, para cualquier valor de C se pueden utilizar coeficientes de fuerza para flujo subcrítico.

Tabla 2-9
Irregularidades de las estructuras

Tipo	Descripción
Irregularidad de torsión	El centro de masa de una sección incluyendo los accesorios está desplazado respecto de la alineación de la estructura una distancia mayor que 30% de la menor dimensión en planta de la sección.
Irregularidad de rigidez	La rigidez flexional media de una sección (I_s/L_s) varía más del 50% respecto de la de una sección adyacente.
Irregularidad de masa	La masa por unidad de longitud (M_s/L_s) de una sección varía más del 200% respecto de la de una sección adyacente.
<p>Donde: I_s = momento de inercia promedio de una sección M_s = masa total de una sección L_s = longitud de una sección</p> <p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> Una sección de una estructura será la porción entre las uniones de las patas para las estructuras de celosía y la distancia entre empalmes en las estructuras tubulares tipo monoposte, nunca mayor que 50 ft [15 m] para ninguna estructura. Al determinar las irregularidades se deberán excluir la masa y la rigidez de las riendas de los mástiles atirantados. Los brazos de torsión, las monturas de configuración en estrella, etc. no serán considerados como irregularidades de rigidez. Los marcos de montaje, los soportes para antenas, las plataformas, etc. no serán considerados como irregularidades de rigidez. 	

Tabla 2-10
Métodos de análisis sísmico

Descripción del método de análisis ¹	Limitaciones de altura para los diferentes métodos de análisis					
	Sin irregularidades de masa ni de rigidez de acuerdo con la Tabla 2-9			Con irregularidades de masa o de rigidez de acuerdo con la Tabla 2-9		
	Autosoportadas		Mástiles atirantados ²	Autosoportadas		Mástiles atirantados ²
	Monopostes	Celosía		Monopostes	Celosía	
Fuerza lateral equivalente, Método 1 de acuerdo con 2.7.7	50 ft [15 m]	100 ft [30 m]	Ilimitada	N/A	N/A	1500 ft [457 m]
Análisis modal equivalente, Método 2 de acuerdo con 2.7.8	Ilimitada	Ilimitada	N/A	200 ft [61 m]	600 ft [183 m]	N/A
Análisis modal, Método 3 de acuerdo con 2.7.9	Ilimitada	Ilimitada	N/A	Ilimitada	Ilimitada	N/A
Análisis tiempo-historia, Método 4 de acuerdo con 2.7.10	Ilimitada	Ilimitada	Ilimitada	Ilimitada	Ilimitada	Ilimitada
Notas:						
1. Para los Métodos 1, 2 y 3 se pueden ignorar las fuerzas sísmicas verticales.						
2. Cuando la distancia horizontal desde la base de la estructura hasta cualquier punto de anclaje de las riendas sea mayor que 1000 ft [305 m] se deberá usar el Método 4.						

Tabla 2-11
Definición de la Clase de un predio

Clase de predio	Descripción de los 100 ft [30.5 m] de suelo superiores para el predio	Resistencia a la penetración normal, N Suelos sin cohesión PI ≤ 20	Resistencia al corte no drenada, S _u Suelos cohesivos PI > 20
A	Roca dura con 10 ft [3 m] o menos de sobrecarga de suelo.	N/A	N/A
B	Roca competente con meteorización y fracturación moderadas con 10 ft [3 m] o menos de sobrecarga de suelo.	N/A	N/A
C	Suelo muy denso, roca blanda o roca altamente fracturada y meteorizada.	> 50	> 2 ksf [100 kPa]
D	Suelo rígido.	15 a 50	1.0 a 2.0 ksf [50 a 100 kPa]
E	Suelo débil (excluyendo la clase F).	< 15	< 1.0 ksf [50 kPa]
		Perfiles de suelo de más de 10 ft [3 m] de espesor con PI ≥ 20, contenido de humedad ≥ 40%, S _u < 0.5 ksf [25 kPa]	
F	Suelos vulnerables a potenciales fallas o colapso bajo cargas sísmicas	Perfiles de suelo que contienen cualquiera de los siguientes elementos: turba y/o arcillas con alto contenido orgánico de más de 10 ft [3 m] de espesor, arcillas altamente plásticas (PI > 75) de más de 25 ft [7.6 m] de espesor, arcillas blandas/medias de más de 120 ft [36.6 m] de espesor, suelos licuables de gran espesor, arcillas rápidas y altamente sensibles, suelos colapsibles débilmente cementados.	

Tabla 2-12
Coefficiente del predio dependiente de la aceleración, F_a

Clase de predio	Máxima aceleración de la respuesta sísmica espectral para períodos cortos considerada, (S_s)				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1

Está permitido interpolar linealmente entre los valores indicados.

Nota 1: Se requieren procedimientos específicos para el predio de acuerdo con 2.7.5.1.

Tabla 2-13
Coefficiente del predio dependiente de la velocidad, F_v

Clase de predio	Máxima aceleración de la respuesta sísmica espectral para 1 segundo considerada, (S_1)				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1

Está permitido interpolar linealmente entre los valores indicados.

Nota 1: Se requieren procedimientos específicos para el predio de acuerdo con 2.7.5.1.

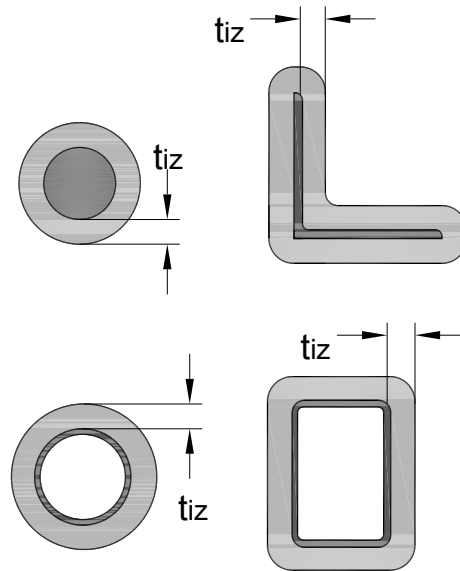
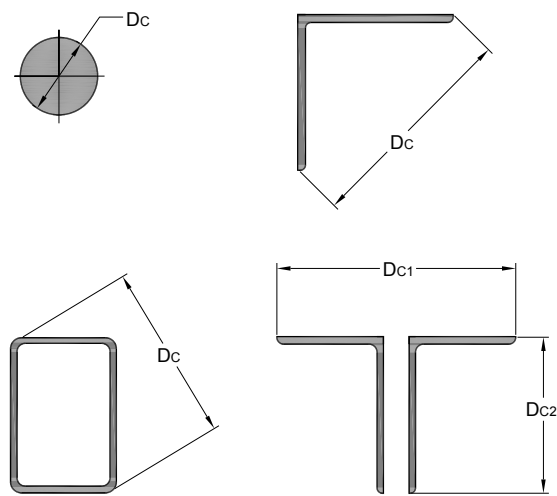


Figura 2-1: Área proyectada del hielo



Nota: D_c es el mayor valor entre D_{c1} y D_{c2}

Figura 2-2: Dimensiones de extremo a extremo para el cálculo del peso de hielo

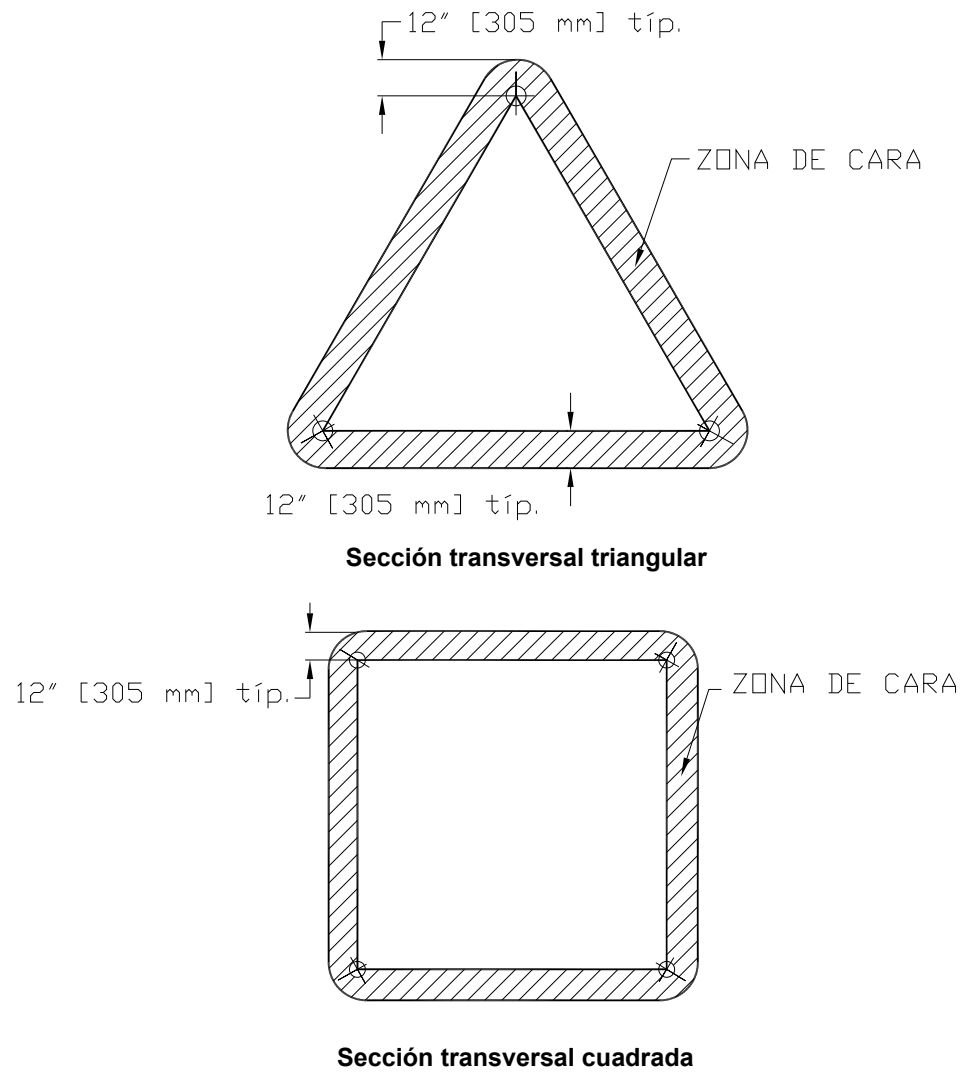
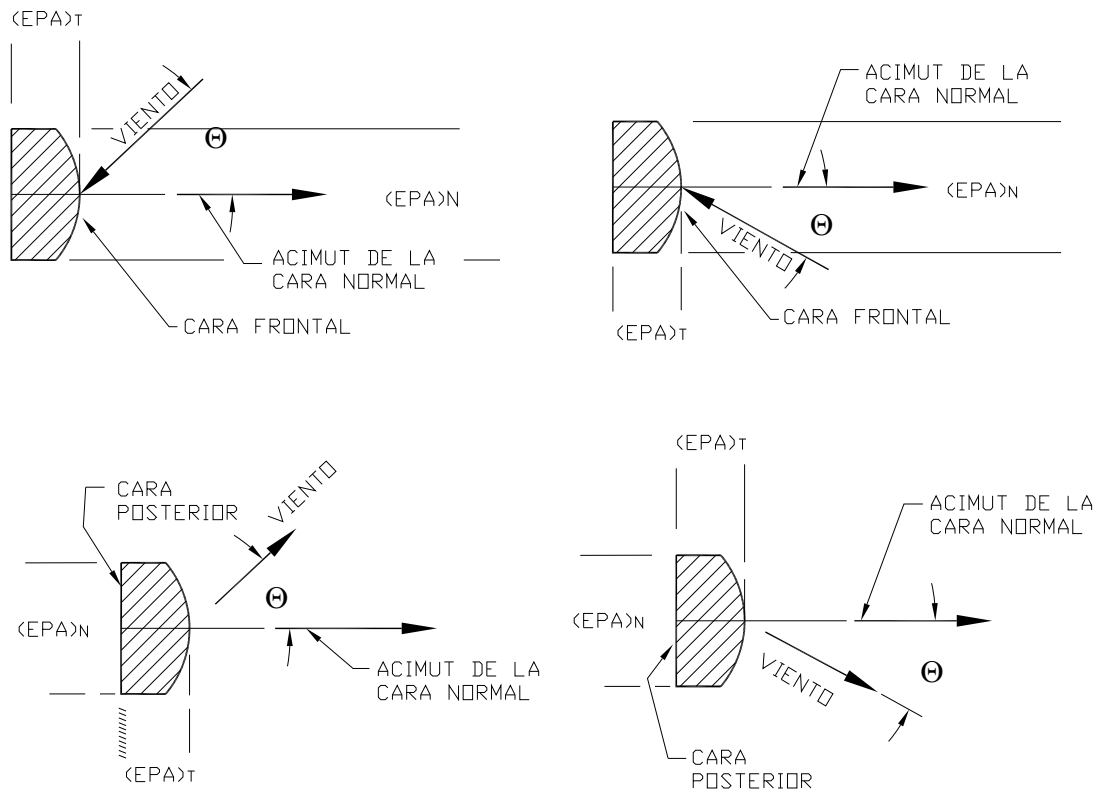
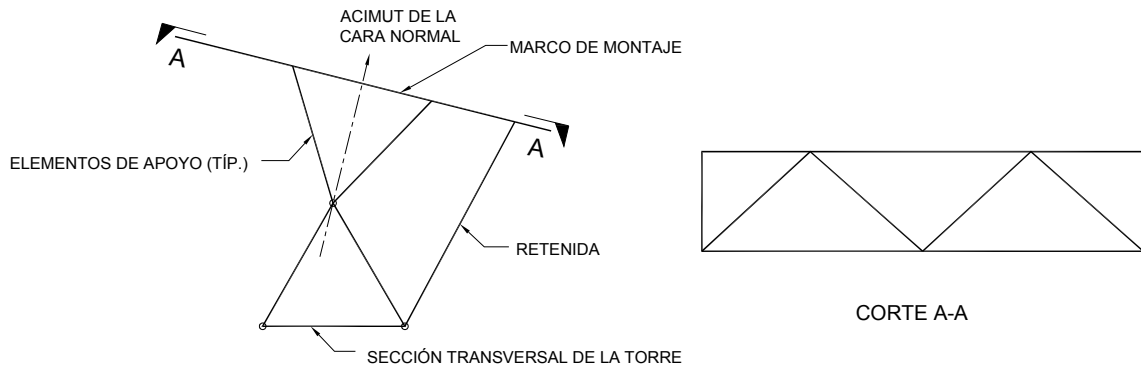


Figura 2-3: Zona de cara de los accesorios

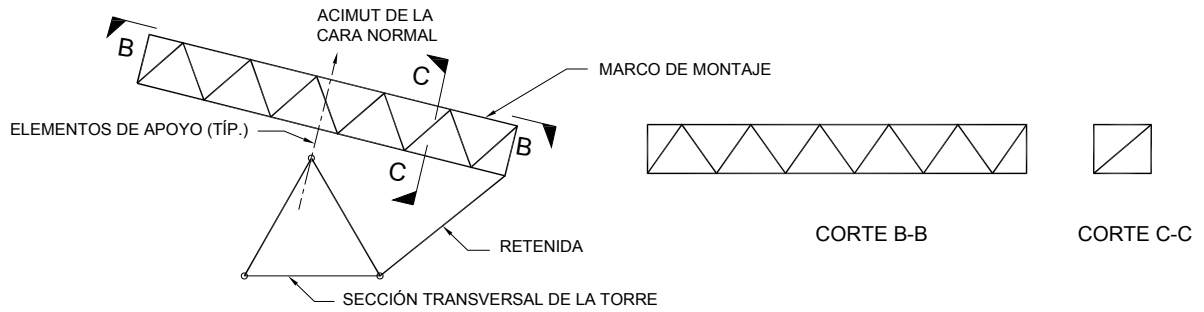


NOTA: $\langle EPA \rangle_N$ Y $\langle EPA \rangle_T$ REPRESENTAN LAS ÁREAS PROYECTADAS EFECTIVAS DEL ACCESORIO PARA LAS CARAS A BARLOVENTO NORMAL Y TRANSVERSAL DEL ACCESORIO

Figura 2-4: Fuerza de viento sobre los accesorios



MARCOS DE MONTAJE TIPO PÓRTICO PLANO



MARCOS DE MONTAJE TIPO CELOSÍA

Figura 2-5: Marcos de montaje

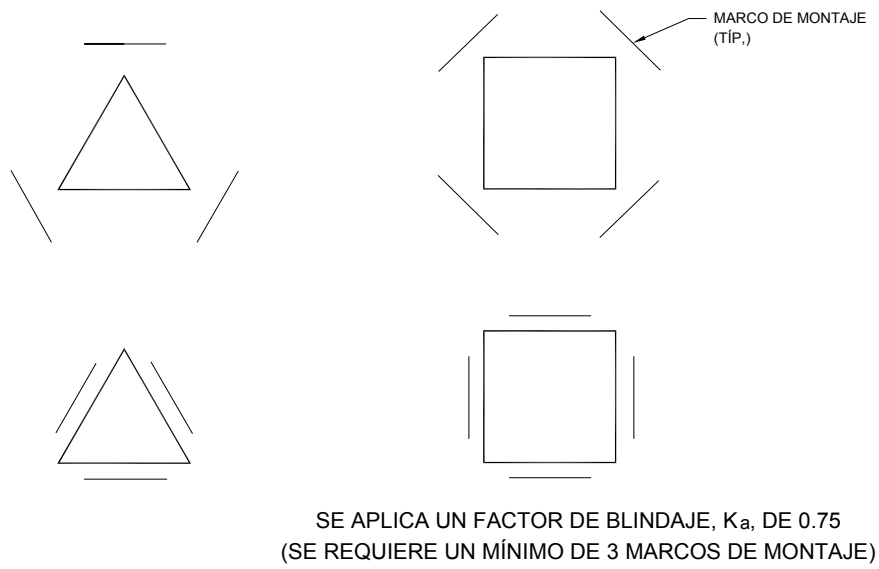
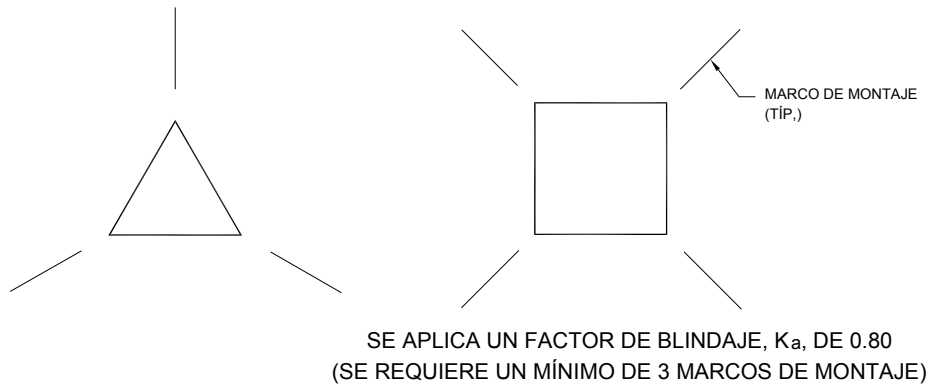


Figura 2-6: Marcos de montaje múltiples

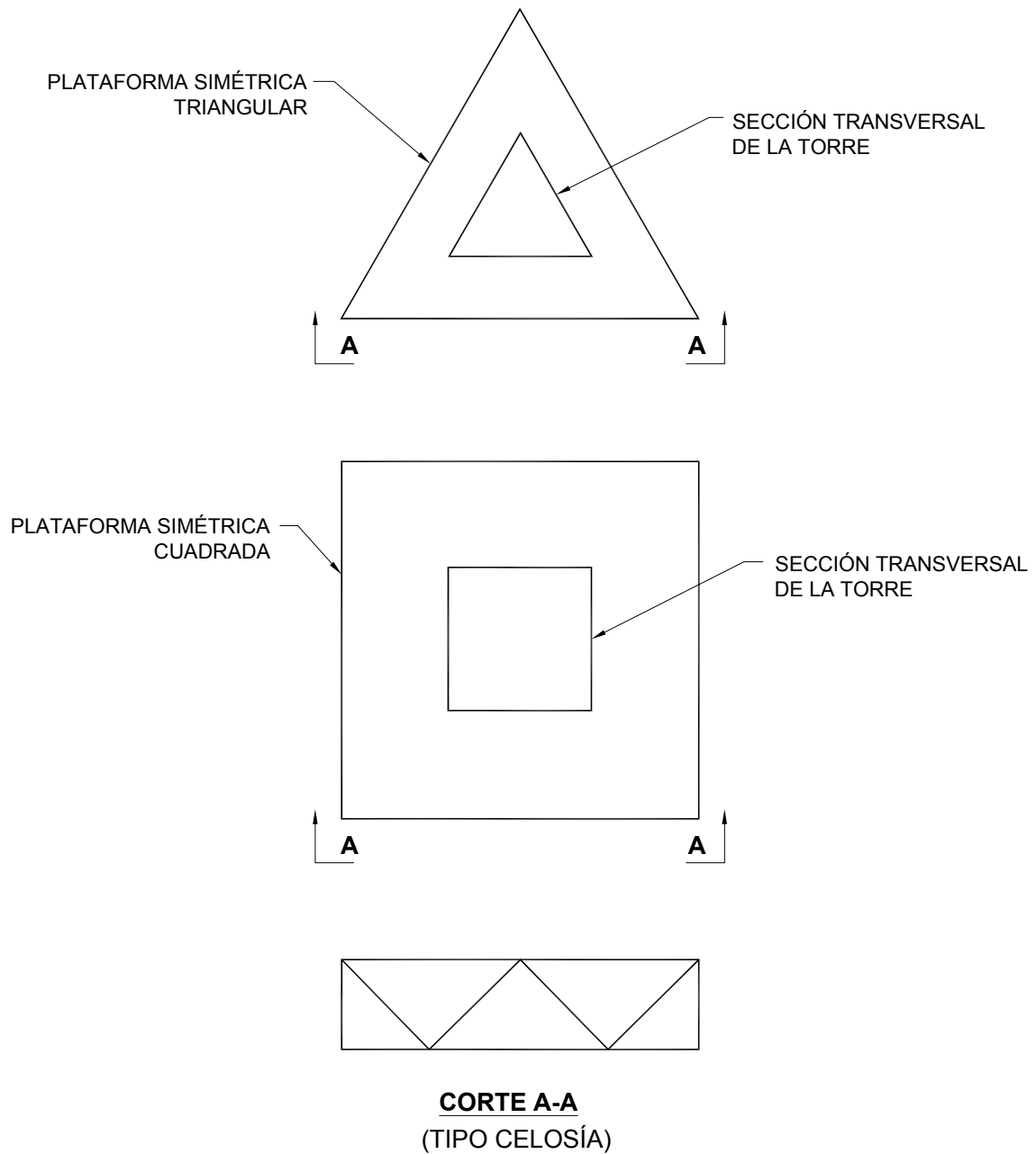


Figura 2-7: Plataformas simétricas tipo pórtico/celosía

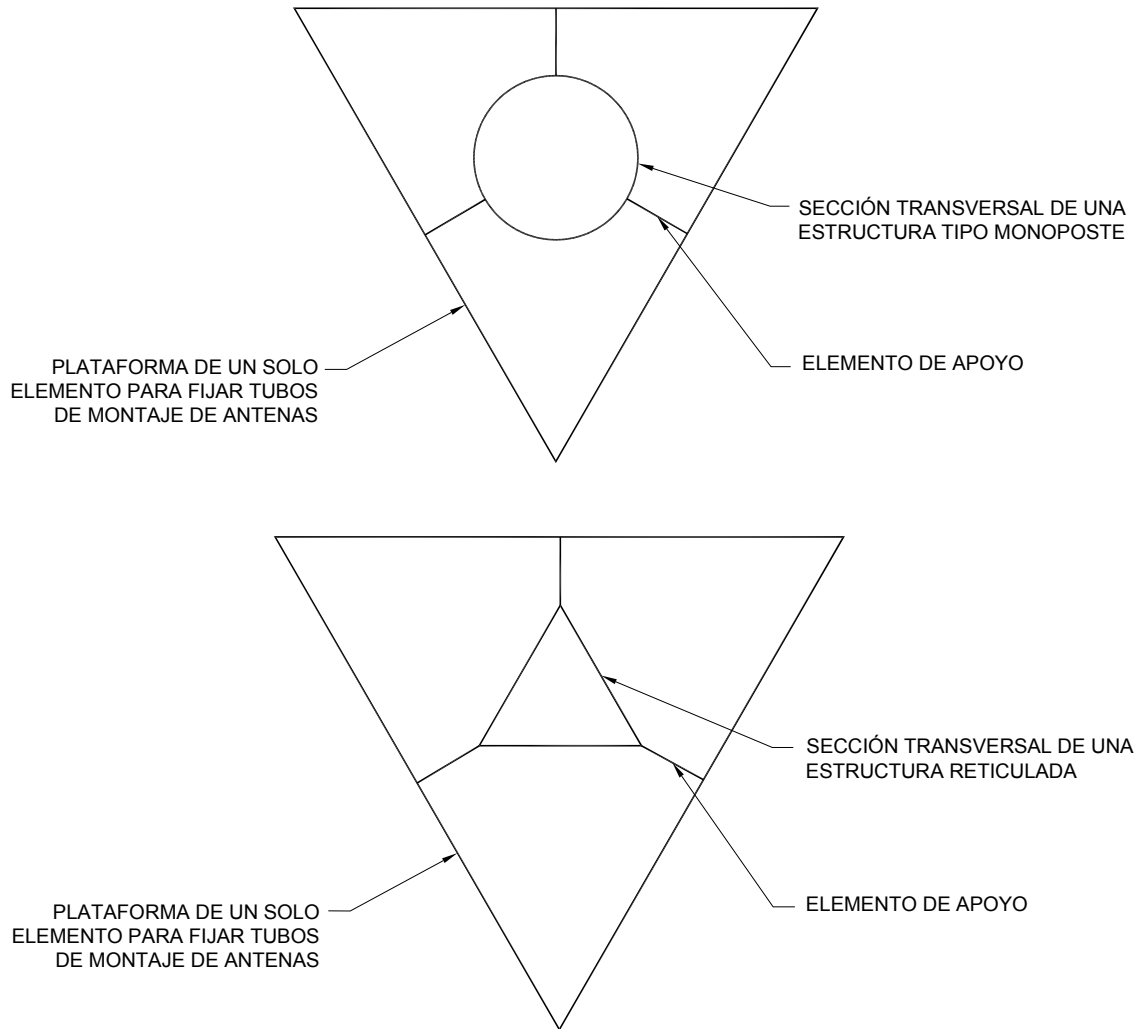


Figura 2-8: Plataformas de bajo perfil

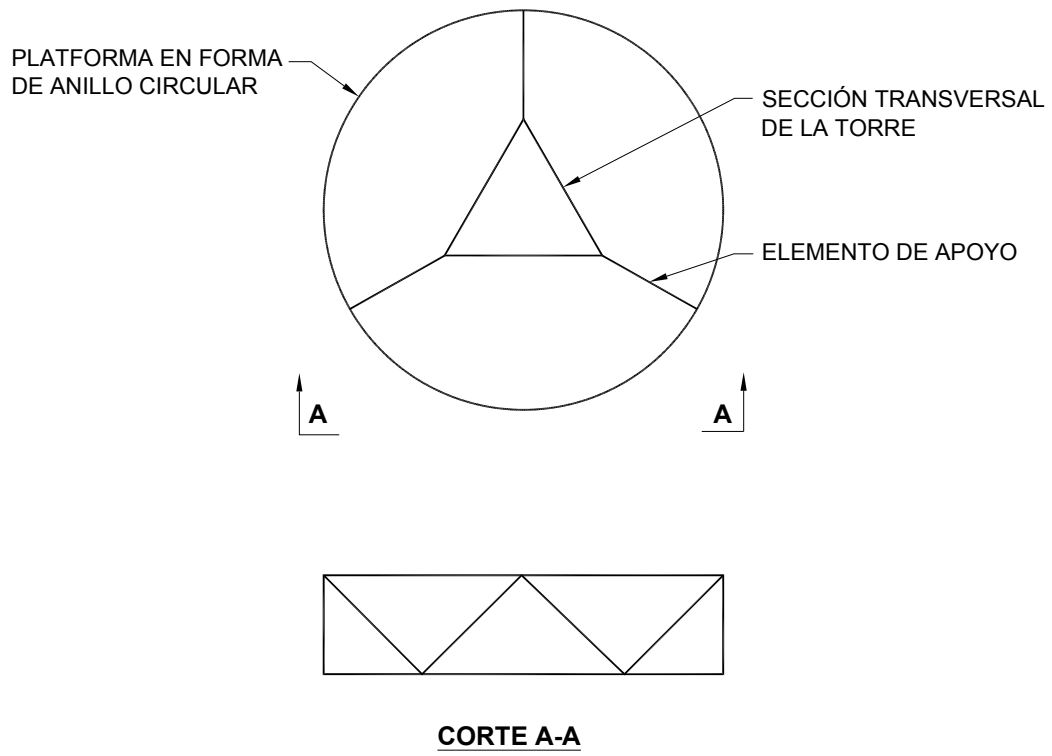


Figura 2-9: Plataformas en forma de anillo circular

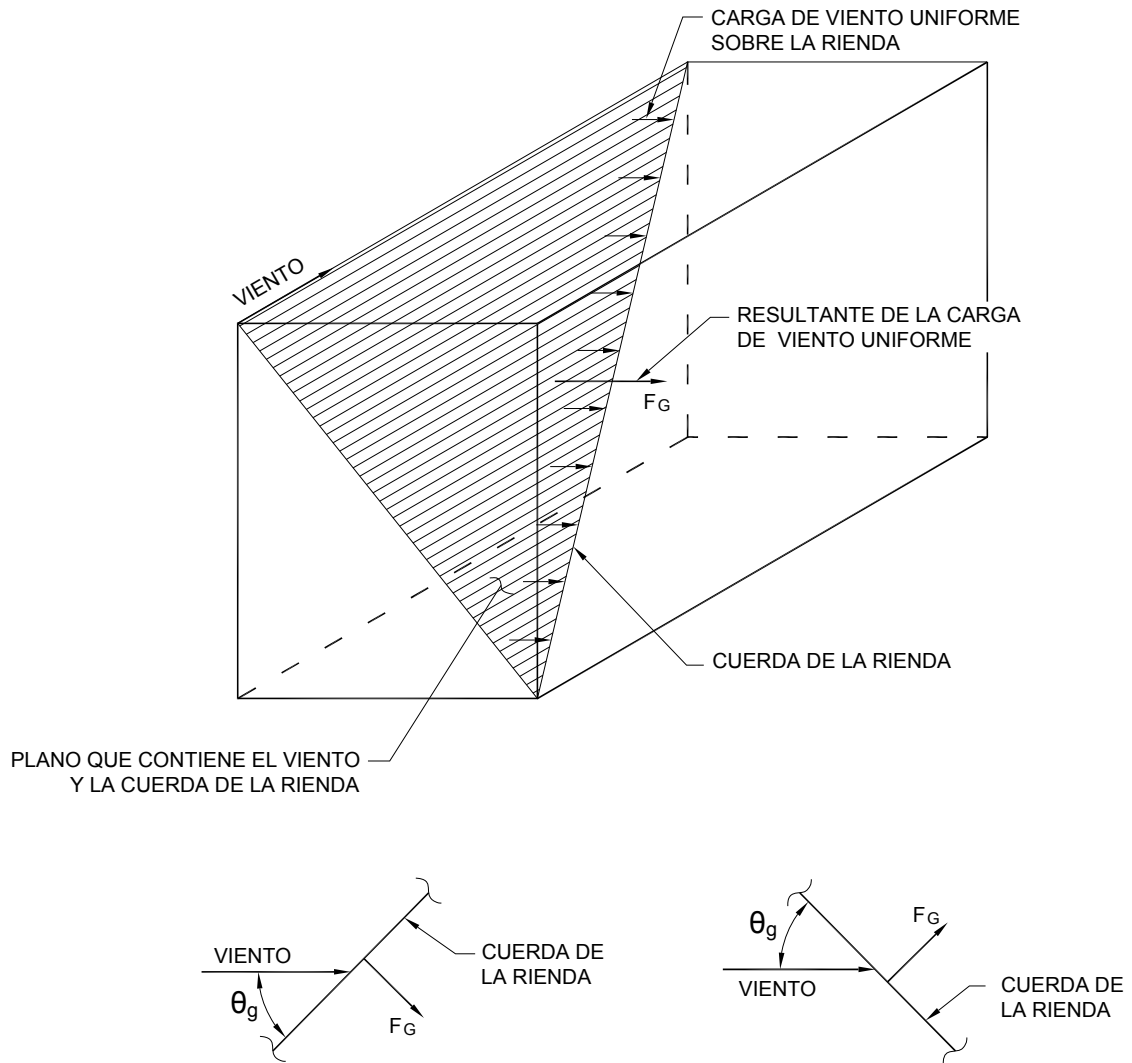


Figura 2-10: Fuerza de viento sobre las riendas

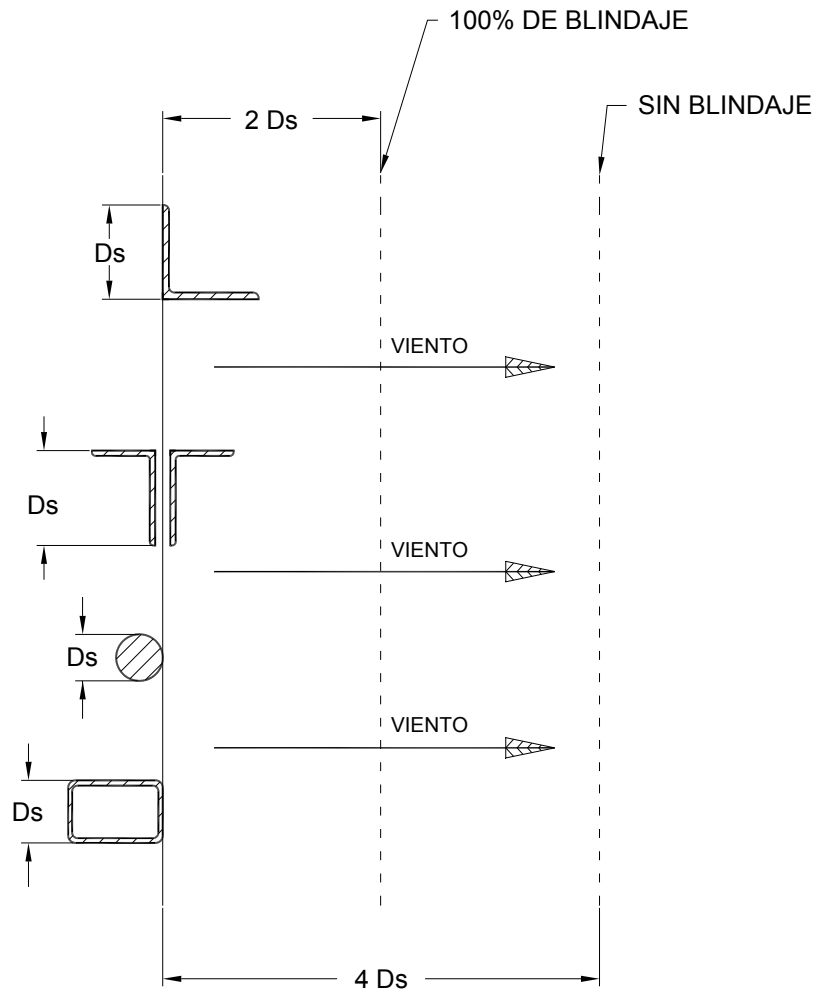
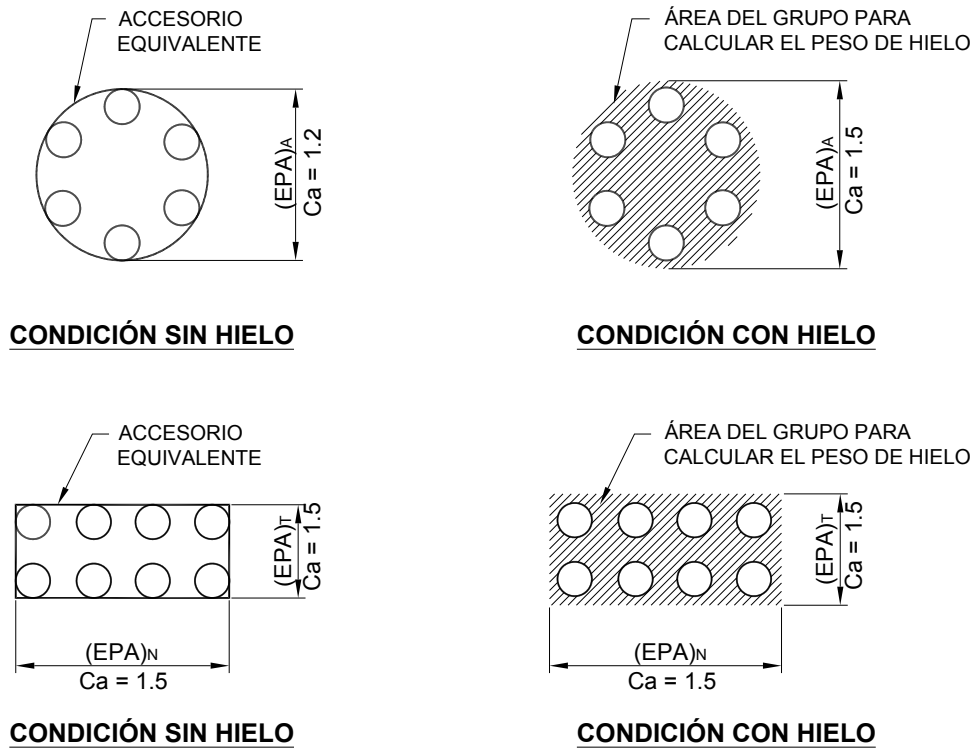


Figura 2-11: Limitaciones del blindaje



NOTA: $(EPA)_A$, $(EPA)_N$ Y $(EPA)_T$ REPRESENTAN LAS ÁREAS PROYECTADAS EFECTIVAS DEL ACCESORIO EQUIVALENTE EN BASE A LA DIMENSIÓN DE EXTREMO A EXTREMO APROPIADA DEL GRUPO (INCLUYENDO EL HIELO PARA LAS COMBINACIONES DE CARGAS QUE INCLUYEN HIELO).

Figura 2-12: EPA equivalente de los grupos de líneas de transmisión

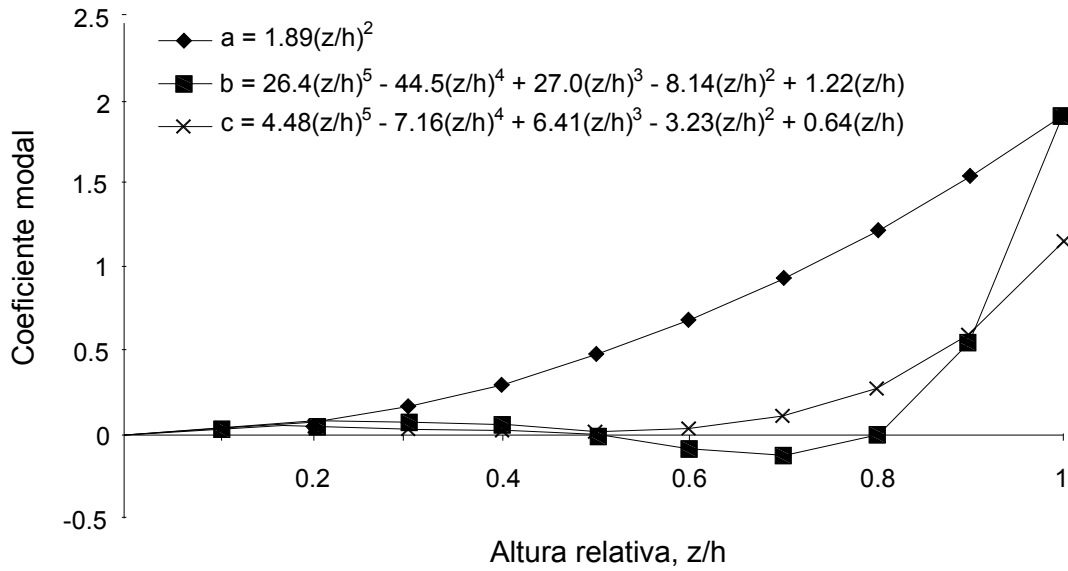


Figura 2-13: Coeficientes modales equivalentes (a, b, c)

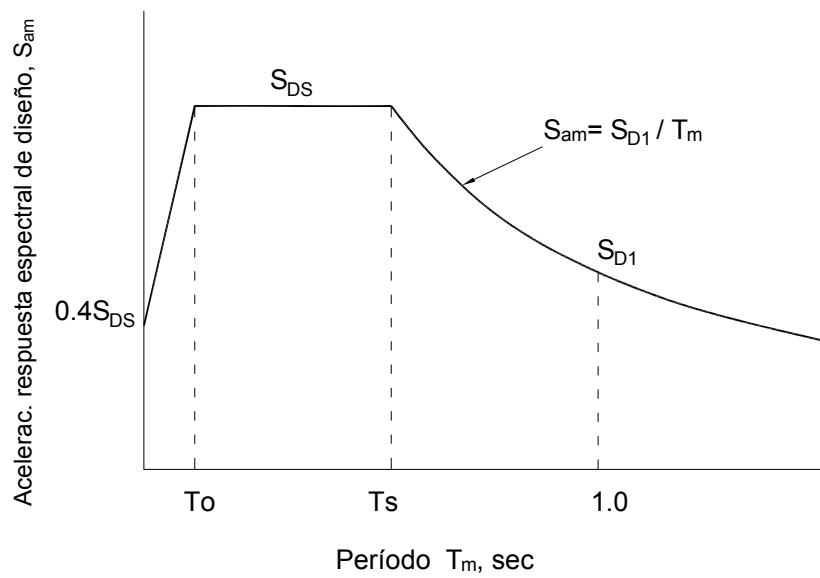


Figura 2-14: Espectro de respuesta de diseño

3.0 ANÁLISIS

3.1 Alcance

Esta sección define: (i) los modelos y técnicas de análisis mínimos aceptables y (ii) los requisitos para tomar en cuenta los efectos dinámicos de las ráfagas de viento.

3.2 Definiciones

Para los propósitos de esta Norma se aplicarán las siguientes definiciones.

Mástil atirantado: Estructura de celosía o tipo monoposte con tirantes o riendas de soporte.

Tramo de un mástil: Distancia entre la base y el primer nivel de riendas, distancia entre dos niveles de riendas sucesivos, o distancia entre el nivel de riendas superior y la punta de la estructura (tramo en voladizo).

Factor de conversión para determinar el viento promedio, m: Factor que se utiliza para obtener la presión horaria promedio del viento.

3.3 Simbología y notación

F_A = fuerza de viento de diseño para los accesorios;

F_{ST} = fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura;

f_{wi} = ancho de un segmento de una estructura;

h = altura de un mástil atirantado;

h_i = altura de un segmento de una estructura;

m = factor de conversión para determinar el viento promedio;

$P-\Delta$ = efectos del desplazamiento sobre las fuerzas en los elementos; presión dinámica.

3.4 Modelos de análisis

Los modelos de análisis mínimos aceptables son los siguientes:

(a) Torres de celosía autosoportadas

1. Modelo tridimensional elástico de reticulados formado por elementos rectos con uniones articuladas que solo producen fuerzas axiales en los elementos.

Modelo tridimensional elástico de pórticos y reticulados en el cual los elementos continuos (puntales, horizontales con disposición en "K" sin

arriostamiento en el plano) se modelan como elementos 3D tipo viga que producen tanto momentos como fuerzas axiales en los elementos, mientras que los elementos restantes –los cuales están sujetos fundamentalmente a cargas axiales– se pueden modelar como elementos 3D de reticulado que producen solo fuerzas axiales en los elementos.

(b) Estructuras autosoportadas tipo monoposte

Modelo tridimensional elástico de vigas y columnas que produce momentos, cortes y fuerzas axiales en la estructura tipo monoposte. A menos que el modelo de análisis considere los efectos secundarios dentro de cada elemento, el número mínimo de elementos tipo viga deberá ser igual a cinco por cada sección de poste y la máxima longitud de los elementos tipo viga no deberá ser mayor que 6 ft [1.8 m].

Nota: Debido a la complejidad que implica la generación de modelos de placas o cáscaras (por ejemplo, el mallado, la interconexión de los elementos, etc.), las tensiones obtenidas de tales modelos no deberán ser menores que las tensiones obtenidas mediante el modelo de vigas y columnas arriba indicado.

(c) Mástiles atirantados

1. Modelo tridimensional elástico de vigas y columnas en el cual el mástil se modela en forma de elementos tridimensionales tipo viga y columna equivalentes soportados por cables representados ya sea como apoyos elásticos no lineales o bien como elementos tipo cable. Este análisis produce momentos, cortes y fuerzas axiales en el mástil, los cuales producen fuerzas en los elementos individuales.
2. Modelo tridimensional elástico de reticulados en el cual los elementos individuales del mástil se modelan como elementos rectos conectados mediante nudos que solo producen fuerzas axiales en los elementos. Los cables se representan como elementos tipo cable.
3. Modelo tridimensional elástico de pórticos y reticulados en el cual los elementos continuos (puntales) del mástil se modelan como elementos 3D tipo viga que producen tanto momentos como fuerzas axiales en los elementos, mientras que los demás elementos se pueden modelar como elementos 3D de celosía. Los cables se representan como elementos tipo cable.

3.4.1 Aplicación de las fuerzas de viento a las estructuras de celosía

En los modelos tridimensionales de reticulados o de pórticos y reticulados la fuerza de diseño horizontal que actúa sobre la estructura, F_{ST} , se deberá distribuir igualmente a cada unión de un puntal de la sección transversal en los puntos de panel.

La fuerza de diseño horizontal, F_A , para los accesorios se deberá distribuir a cada unión de un puntal de acuerdo con la ubicación del accesorio (es decir, considerando la carga lateral y la torsión).

Para los componentes estructurales que soportan accesorios en la mitad central del componente se deberá considerar la flexión localizada. Para los elementos de arriostramiento principales, bajo esta condición, se deberá considerar la flexión localizada para la condición de viento normal al plano de los elementos de arriostramiento sin considerar ninguna carga axial en los elementos.

Nota: El peso y las fuerzas sísmicas se deberán distribuir y considerar de forma similar.

3.5 Efectos del desplazamiento

Excepto que en la presente se especifique lo contrario, el análisis de todas las estructuras deberá tomar en cuenta los efectos de los desplazamientos sobre las fuerzas que actúan en los elementos (efectos P- Δ). Para las estructuras atirantadas se deberán considerar los efectos de los desplazamientos de los puntos de arriostramiento, así como los efectos de los desplazamientos entre los diferentes puntos de arriostramiento. Para los modelos de vigas y columnas usados para realizar análisis por elementos finitos, a menos que el modelo de análisis considere los efectos de segundo orden dentro de cada elemento, el número mínimo de elementos tipo viga entre niveles de riostras deberá ser igual a cinco. No es necesario considerar los efectos P- Δ para las torres de celosía autoportadas de menos de 450 ft [137 m] de altura, siempre que las relaciones entre la altura y el ancho de cara, h_i/f_{wi} sean menores que 10 tal como se ilustra en la Figura 3-1.

3.6 Patrones de carga de viento

A fin de tomar en cuenta los efectos dinámicos de las ráfagas de viento, para el estado límite de resistencia se deberán considerar los siguientes patrones de cargas de viento (ver Figuras 3-2 y 3-3):

3.6.1 Torres de celosía autoportadas

Cuando el vértice definido por la prolongación de los puntales inclinados de una torre de celosía autoportada se encuentre dentro de la altura de la torre (ver Figura 3-2), se deberán investigar los siguientes patrones de carga de viento para la combinación de cargas 1 de acuerdo con lo especificado en 2.3.2 variando la presión dinámica de la siguiente manera:

1. Presión dinámica total en toda la altura de la estructura.
2. Presión dinámica total por debajo del punto correspondiente al vértice y presión dinámica media por encima del punto correspondiente al vértice.
3. Presión dinámica total por encima del punto correspondiente al vértice y presión dinámica media por debajo del punto correspondiente al vértice.

La presión dinámica media se deberá determinar multiplicando la presión dinámica (q_z de acuerdo con 2.6.9.6) por el factor de conversión para determinar el viento promedio, m , de acuerdo con la Tabla 3-1.

En las torres en las cuales secciones adyacentes tengan puntales con pendientes que difieran en más de 1 grado, los patrones de carga arriba listados se deberán aplicar para cada uno de los vértices. Al determinar las máximas solicitaciones se deberán considerar todas las combinaciones de patrones de carga de viento.

3.6.2 Mástiles atirantados

Para los mástiles atirantados de tres o más tramos y que tienen al menos un tramo mayor que 80 ft [24 m] dentro del tercio superior de la altura de la estructura se deberán investigar los siguientes patrones de carga de viento (ver Figura 3-3) para la combinación de cargas 1 de acuerdo con lo especificado en 2.3.2, variando la presión dinámica de la siguiente manera:

1. Presión dinámica total en toda la altura de la estructura. Para los mástiles de más de 450 ft [137 m] de altura no es necesario considerar la presión total del viento en toda la estructura al investigar los patrones de carga.
2. Presión dinámica media en el tramo superior del mástil y presión dinámica total en el resto de los tramos.
3. Presión dinámica media en el segundo tramo del mástil contando desde su parte superior y presión dinámica total en el resto de los tramos.
4. Presión dinámica media en el tercer tramo del mástil contando desde su parte superior y presión dinámica total en el resto de los tramos.

La presión dinámica media se deberá determinar multiplicando la presión dinámica (q_z de acuerdo con 2.6.9.6) por el factor de conversión para determinar el viento promedio, m , de acuerdo con la Tabla 3-1. Para todos los patrones de carga, a las riendas se les deberá aplicar toda la presión del viento.

Notas:

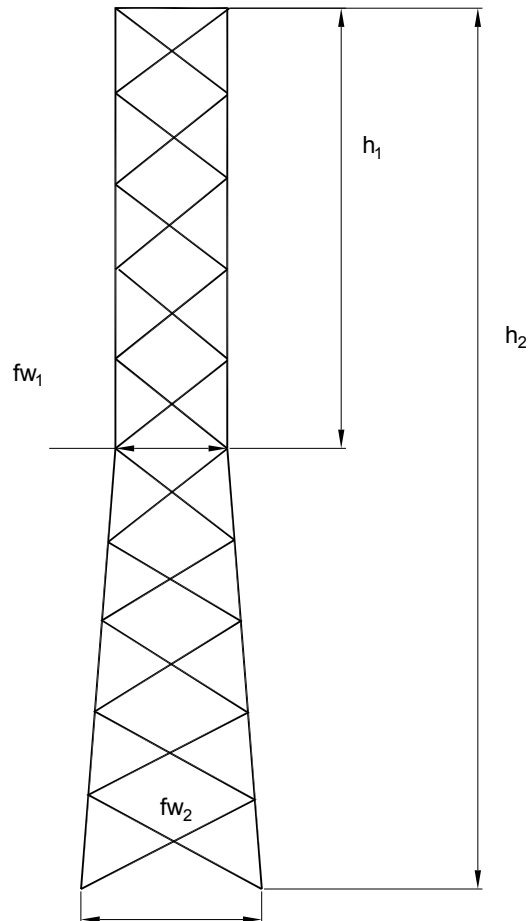
1. En el caso de los mástiles con voladizos (por ejemplo estructuras para antenas de transmisión, proyecciones o el propio mástil), los voladizos se deberán considerar el tramo superior.
2. En el caso de los mástiles en los cuales la longitud total de los tres tramos superiores del mástil es menor que un tercio de la altura de la estructura, los patrones de carga de viento arriba descritos se deberán continuar para cada tramo subsiguiente hasta que la longitud total de los tramos considerados sea mayor que un tercio de la altura de la estructura (ver Figura 3-3).
3. Cuando la distancia entre dos niveles de riendas sea menor que 3 veces el mayor ancho de cara entre los niveles de riendas, los patrones de presión de viento se deberán prolongar hasta el punto medio entre los dos niveles de riendas. Para los propósitos de esta sección, el tramo corto no se deberá considerar como un tramo independiente.

3.7 Corte en el mástil y respuestas torsionales para mástiles atirantados

Para todos los mástiles de celosía, el corte en la cara del mástil en un tramo que no esté en voladizo debido al corte y la torsión del mástil no deberá ser menor que 40% del máximo valor absoluto del corte en la cara en el tramo. Para todos los mástiles tubulares, el corte en el mástil en un tramo que no sea en voladizo no deberá ser menor que 40% del máximo valor absoluto del corte en el tramo.

Tabla 3-1: Factor de conversión para determinar el viento promedio

Categoría de exposición	Factor de conversión para determinar el viento promedio (m)
B	0.55
C	0.60
D	0.65



Nota: Máx. relación $\frac{\text{altura}}{\text{ancho de cara}} = \text{máx. valor entre } \frac{h_1}{fw_1} \text{ y } \frac{h_2}{fw_2}$

Figura 3-1: Relaciones altura/ancho

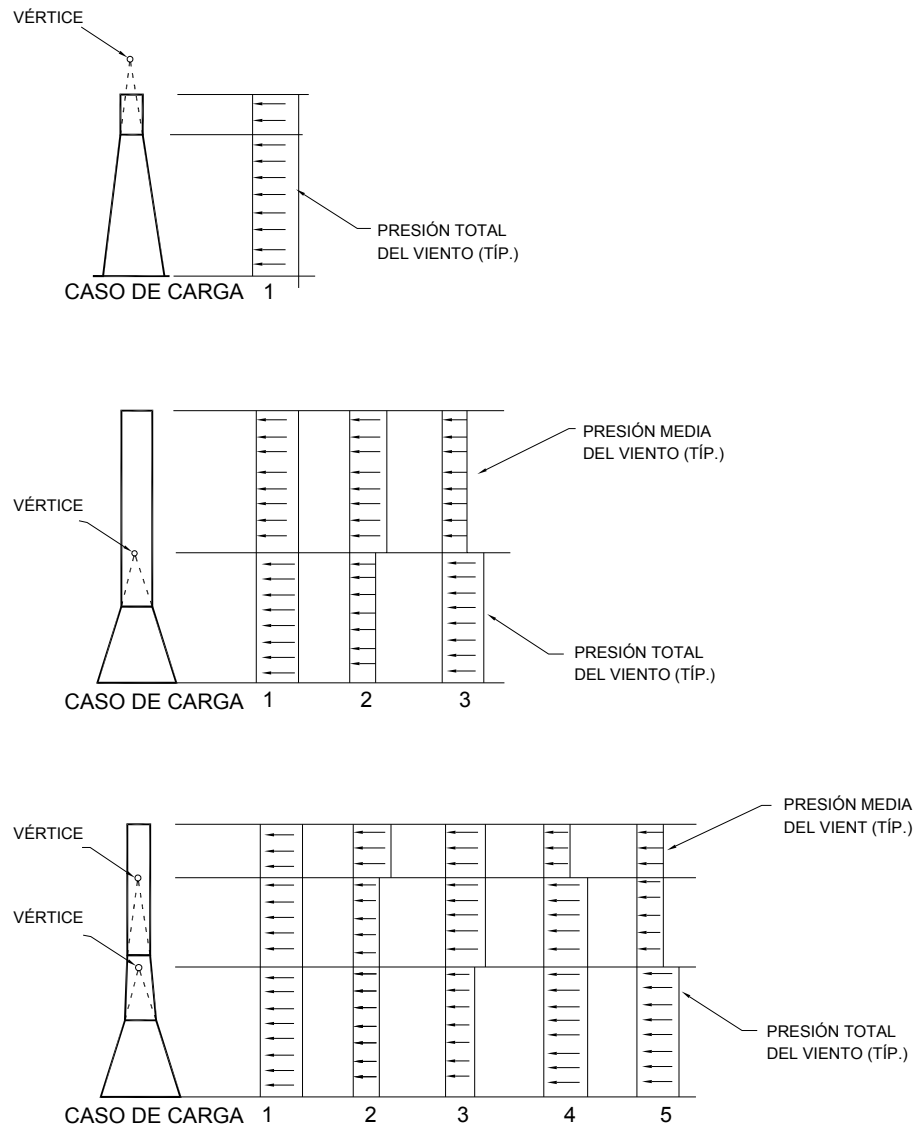
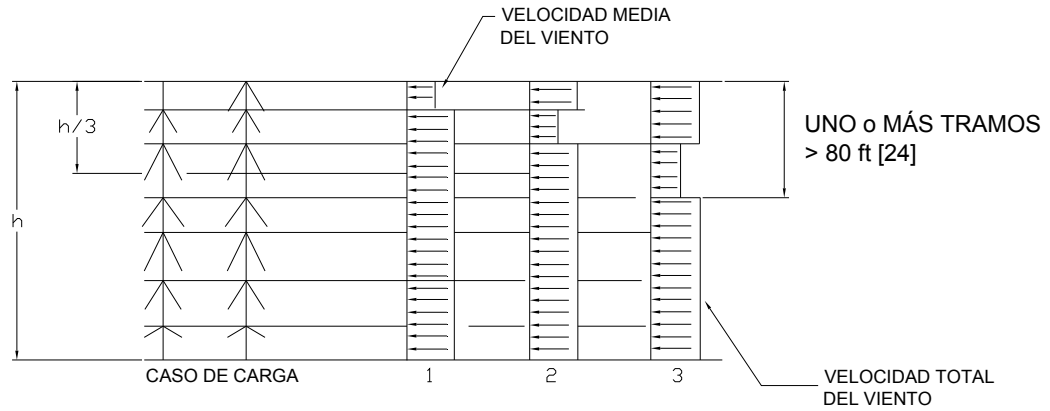
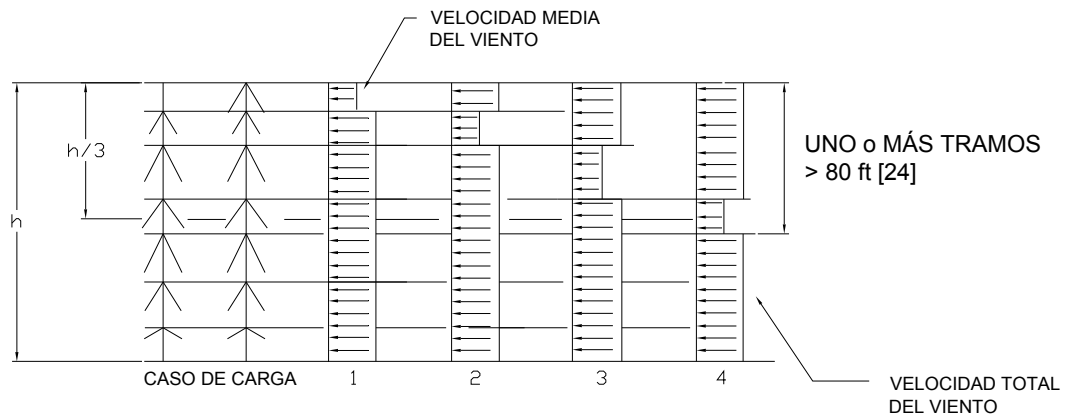


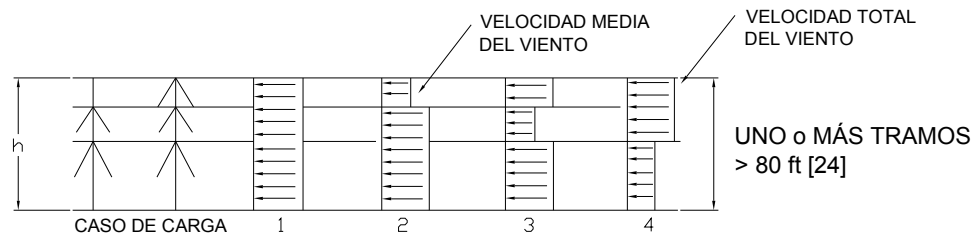
Figura 3-2: Patrones de carga para torres autoportadas



ALTURA DEL MÁSTIL > 450 ft [137 m]
 LONGITUD TOTAL DE LOS 3 TRAMOS SUPERIORES > h/3



ALTURA DEL MÁSTIL > 450 ft [137 m]
 LONGITUD TOTAL DE LOS 3 TRAMOS SUPERIORES > h/3



ALTURA DEL MÁSTIL MENOR O IGUAL QUE 450 ft [137 m]

Figura 3-3: Patrones de carga para mástiles atirantados

4.0 RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL

4.1 Alcance

Esta sección se refiere al diseño por resistencia de los perfiles angulares, barras y elementos tubulares de acero estructural que se utilizan en las torres de celosía, los monopostes y los mástiles atirantados. Los siguientes requisitos se basan en la norma AISC-LRFD-99. Cuando los requisitos de AISC-LRFD-99 difieran de los de la presente norma, la presente norma tendrá prelación. Si se utilizan otros perfiles o tipos de estructuras se deberán utilizar los requisitos de AISC-LRFD-99.

Los elementos estructurales de acero liviano laminado en frío no cubiertos por esta norma deberán satisfacer los requisitos de la norma AISI-2001 "Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero laminado en frío", en adelante denominada Especificación AISI.

4.2 Definiciones

Factor de longitud efectiva: Factor, K , que modifica la longitud no arriostrada, L , para tomar en cuenta la configuración estructural y las condiciones de los extremos.

Relación de esbeltez efectiva: Relación de esbeltez modificada para tomar en cuenta la configuración estructural y las condiciones de los extremos a fin de calcular la resistencia a la compresión de diseño.

Línea de acción: Línea paralela al eje longitudinal de un elemento que atraviesa el baricentro del grupo de bulones que conecta un elemento con otro.

Pandeo en el plano: Dirección de pandeo considerada en el plano definido por la cara de una estructura de celosía.

Pandeo fuera del plano: Dirección de pandeo considerada normal a la cara de una estructura de celosía.

Puntos de panel: Ubicación de los ejes de las uniones de un elemento de arriostamiento a un puntal.

Radio de giro: Raíz cuadrada del momento de inercia respecto del eje de pandeo considerado dividida por el área de un elemento.

Relación de esbeltez: relación entre la longitud no arriostrada, L , y el correspondiente radio de giro, r .

Unión antideslizante: Unión abulonada gobernada por el corte que utiliza orificios holgados u ovalados paralelos a la línea de fuerza.

Elementos secundarios: Elementos utilizados fundamentalmente para reducir la longitud no arriostrada de un elemento.

Longitud no arriostrada: Longitud entre puntos de panel o nodos que proveen restricción, la cual puede variar según los diferentes planos de pandeo dependiendo del patrón de arriostramiento. Para los puntales, L no deberá ser menor que la distancia entre los ejes de los puntos de panel. Para los elementos de arriostramiento, L no deberá ser menor que la longitud entre los centros de los patrones de bulones de conexión o soldaduras.

Pandeo respecto del eje débil: Dirección de pandeo considerada respecto del eje principal débil de un elemento.

4.3 Simbología y notación

α_i = relación de separación;

λ_c = parámetro de esbeltez de las columnas;

η = coeficiente de fricción;

ϕ = factor de resistencia para las uniones;

ϕ_a = factor de resistencia para compresión o tracción axial;

ϕ_c = factor de resistencia para compresión;

ϕ_f = factor de resistencia para flexión;

ϕ_n = factor de resistencia para fluencia bajo tensión normal;

ϕ_p = factor de resistencia para elementos de unión;

ϕ_t = factor de resistencia para tracción;

ϕ_T = factor de resistencia para torsión;

ϕ_v = factor de resistencia para corte;

A = A_n para elementos abulonados y A_g para elementos soldados;

A_b = área nominal del cuerpo no roscado de un bulón;

A_{en} = área neta efectiva;

A_g = área bruta del elemento;

A_{gt} = área bruta sujeta a tracción;

A_{gv} = área bruta sujeta a corte;

- A_n = área neta de un elemento;
 A_{nt} = área neta sujeta a tracción;
 A_{nv} = área neta sujeta a corte;
 A_{pb} = área de aplastamiento proyectada de una placa de unión;
 A_{sf} = área de corte efectiva de una placa de unión;
 a = menor distancia entre el borde del orificio del pasador y el borde del elemento, medida en forma paralela a la dirección de la fuerza;
 a_i = distancia entre conectores;
 $\frac{a_i}{r_{ib}}$ = relación de esbeltez de los componentes individuales;
 $\frac{a_i}{r_i}$ = mayor relación de esbeltez de los componentes individuales;
 B_1 = factor de amplificación de momentos;
 b = ancho de ala de un perfil angular;
 b_{eff} = distancia al borde efectiva de una placa de unión;
 c = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema;
 D = diámetro exterior de un elemento tubular;
 d = diámetro nominal de un bulón o pasador;
 E = módulo de elasticidad del elemento;
 F_{cr} = tensión crítica;
 F_s = fuerza de compresión axial de diseño en el elemento soportado;
 F_u = mínima resistencia a la tracción especificada de la pieza crítica conectada;
 F_{ub} = mínima resistencia a la tracción especificada de un bulón;
 F_y = mínima resistencia a la fluencia especificada;
 F'_y = tensión de fluencia efectiva;
 F'_{yf} = tensión de fluencia efectiva para carga de flexión;

F_y'' = tensión de fluencia efectiva basada en el pandeo lateral torsional;

g = separación transversal entre líneas de sujetadores;

h = distancia entre el baricentro de los componentes individuales de un elemento armado;

I_w = momento de inercia respecto del eje principal mayor;

J = momento de inercia polar;

K = factor de longitud efectiva;

KL/r = relación de esbeltez efectiva;

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = relación de esbeltez efectiva de un elemento armado actuando como una unidad;

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = relación de esbeltez efectiva modificada de un elemento armado;

L = longitud de un elemento sin arriostramiento lateral;

L_B = longitud lateral no arriostrada;

L_T = longitud torsional no arriostrada;

L/r = relación de esbeltez del elemento;

L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un orificio y el borde de un orificio adyacente o el borde del material;

M_n = resistencia nominal a la flexión;

M_{nx} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje x;

M_{ny} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje y;

M_{nw} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje principal mayor;

M_{nz} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje principal menor;

M_u = momento de flexión debido a las cargas mayoradas;

M_{uw} = momento de flexión respecto del eje principal mayor debido a las cargas mayoradas;

- M_{uz} = momento de flexión respecto del eje principal menor debido a las cargas mayoradas;
- N_t = relación entre las longitudes no arriostradas para flexión y torsión;
- n = número de filetes de rosca por pulgada;
- p = paso de la rosca;
- P_e = carga de pandeo elástico de Euler;
- P_l = resistencia nominal de una placa de unión;
- P_n = resistencia axial nominal;
- P_r = resistencia requerida en un punto de panel dentro de una cara de una estructura de celosía;
- P_s = mínima resistencia del arriostramiento normal al elemento soportado;
- P_u = fuerza de compresión axial debida a las cargas mayoradas;
- r = radio de giro determinante respecto del eje de pandeo;
- r_i = mínimo radio de giro de un componente individual de un elemento armado;
- r_{ib} = radio de giro de un componente individual respecto de su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo considerado para el elemento armado;
- r_x = radio de giro determinante respecto del eje de pandeo x;
- r_y = radio de giro determinante respecto del eje de pandeo y;
- r_z = radio de giro determinante respecto del eje de pandeo z;
- R_n = resistencia nominal al aplastamiento en los orificios para bulones o accesorios;
- R_{np} = resistencia nominal de un elemento de unión;
- R_{nt} = resistencia nominal a la tracción de un bulón o varilla de anclaje;
- R_{nv} = resistencia nominal al corte de un bulón o varilla de anclaje;
- S = mínimo módulo resistente elástico de una sección;
- S_w = módulo resistente elástico hasta el extremo del puntal respecto del eje principal mayor;

- S_z = módulo resistente elástico hasta el extremo del puntal respecto del eje principal menor;
- s = separación longitudinal entre los centros de dos orificios consecutivos;
- T_n = resistencia nominal a la torsión;
- T_u = momentos de torsión debidos a las cargas mayoradas;
- T_{ub} = fuerza de tracción en un bulón debida a las cargas mayoradas;
- t = espesor del elemento o de la pieza crítica conectada;
- U = factor de reducción para el cálculo del área neta efectiva;
- V_n = resistencia nominal al corte;
- V_{ub} = fuerza de corte en un bulón debida a las cargas mayoradas;
- V_u = fuerza de corte transversal en un bulón debida a las cargas mayoradas;
- W_n = ancho neto de la pieza;
- w = ancho de un componente plano de un elemento;
- x = excentricidad de una unión;
- Z = módulo resistente plástico.

4.4 Disposiciones generales

4.4.1 Mínima resistencia del arriostamiento

Para considerar una reducción de la longitud no arriestrada de un elemento soportado en un nodo o punto de panel, el arriostamiento y los elementos secundarios deberán proveer una resistencia mínima, P_s , normal al elemento soportado (en ambas direcciones) en el plano de pandeo considerado. P_s se deberá determinar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P_s = \left[1.5 + \frac{\left(\frac{KL}{r} - 60 \right)}{60} \right] \frac{F_s}{100}$$

$$1.5 \frac{F_s}{100} \leq P_s \leq 2.5 \frac{F_s}{100}$$

donde:

F_s = fuerza de compresión axial de diseño en el elemento soportado

KL/r = relación de esbeltez efectiva del elemento soportado en el plano de pandeo considerado

La resistencia requerida para los puntales en un punto de panel dentro de una cara de una torre, P_r , se deberá determinar de acuerdo con la Tabla 4-1.

Las resistencias de diseño mínimas requeridas de múltiples elementos que se conectan en un punto de panel dentro de una cara se deberán determinar de acuerdo con la Tabla 4-2.

A menos que se realice un análisis más riguroso, un elemento secundario diagonal que esté conectado a cualquiera de los extremos de un elemento secundario horizontal deberá tener una resistencia de diseño mínima igual a un medio de la resistencia de diseño requerida del elemento horizontal dividida por el coseno del ángulo entre ambos elementos (ver Tabla 4-2).

Nota: No es necesario considerar la resistencia mínima, P_s , conjuntamente con ninguna de las combinaciones de cargas.

4.4.2 Relaciones de esbeltez

Preferentemente la relación de esbeltez, L/r , no deberá ser mayor que:

- (a) 150 para los elementos de los puntales,
- (b) 200 para los elementos comprimidos principales excepto los elementos de los puntales,
- (c) 250 para los elementos secundarios, y
- (d) 300 para los elementos traccionados, excepto para el arriostamiento y los cables de las varillas de tracción.

4.4.3 Valores de diseño para la resistencia a la fluencia y a la tracción

Para los propósitos del diseño se deberán usar los valores nominales mínimos de la resistencia a la fluencia y la resistencia última a la tracción correspondientes al tipo y grado de acero especificados.

4.4.4 Excentricidades normales en las uniones

4.4.4.1 Puntales

Las excentricidades se deberán considerar, a menos que se satisfagan las siguientes condiciones:

- (a) Para los puntales de sección circular maciza y tubulares, las líneas de acción de los elementos de arriostramiento se encuentran en un punto dentro del diámetro del puntal.
- (b) Para los puntales en forma de perfiles angulares, las líneas de acción de los elementos de arriostramiento se encuentran en un punto ubicado dentro de una distancia igual a 75% del ancho del perfil angular, b , a ambos lados del baricentro del perfil.
- (c) Para los puntales armados, las líneas de acción de los elementos de arriostramiento se encuentran en un punto ubicado dentro de la sección transversal del puntal armado.

4.4.4.2 Elementos de arriostramiento

Las fórmulas para determinar la relación de esbeltez efectiva especificadas en 4.5.2 toman en cuenta los efectos de la excentricidad de la carga axial para los perfiles angulares conectados por un ala con excentricidades normales en las uniones. Una unión con excentricidad normal se define como aquella en la cual el baricentro del grupo de bulones o soldaduras está ubicado entre el talón del perfil angular y el eje del ala conectada del elemento. Cuando la excentricidad de una unión exceda esta condición, la resistencia del elemento de arriostramiento se deberá multiplicar por el factor $b/2g$, siendo "b" el ancho del ala conectada y "g" la distancia entre el talón del perfil angular y el baricentro de la unión. Si el ancho del ala conectada es menor o igual que 3 in. [76 mm] o si la relación de esbeltez, L/r , es mayor que 120 no es necesario aplicar el factor de reducción.

En el caso de los elementos tubulares y de otras geometrías que estén unidos a perfiles angulares mediante uniones excéntricas similares, para calcular la relación de esbeltez efectiva se deberán usar las mismas fórmulas indicadas en 4.5.2.

4.5 Elementos solicitados a compresión

4.5.1 Puntales

Las relaciones de esbeltez efectiva, KL/r , para los puntales deberán ser como se especifica en la Tabla 4-3. Para las estructuras de celosía el mínimo factor de longitud efectiva, K , deberá ser igual a 1.0.

4.5.2 Elementos de arriostramiento

Las relaciones de esbeltez efectiva, KL/r , para los elementos de arriostramiento se deberán determinar tomando en cuenta la condición de carga, el patrón de arriostramiento, las restricciones de los extremos de los elementos y las excentricidades de las uniones. Las relaciones de esbeltez efectiva, (KL/r) , se deberán determinar de acuerdo con la Tabla 4-4, excepto para los elementos circulares soldados directamente a los puntales, en cuyo caso los factores de longitud efectiva, K , se deberán tomar de la Tabla 4-5. Las Tablas 4-6 y 4-7 indican las longitudes efectivas y las relaciones de esbeltez para los patrones de arriostramiento utilizados

más frecuentemente. La longitud efectiva, L , deberá ser la distancia entre los baricentros de las uniones de los extremos.

No se podrá considerar que un único bulón proporciona restricción parcial contra la rotación. Está permitido considerar que una unión mediante múltiples bulones o soldada proporciona restricción parcial si la unión es a un elemento capaz de resistir la rotación de la unión.

No se podrá considerar que una unión mediante múltiples bulones o soldada exclusivamente a una placa de empalme que no esté también conectada directamente a un elemento que proporcione restricción (por ejemplo un puntal) proporciona restricción parcial en la dirección fuera del plano.

4.5.2.1 Arriostramiento transversal

Cuando esté conectado se considerará que el punto de cruce proporciona apoyo para resistir el pandeo fuera del plano bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

- (a) Uno de los elementos diagonales es continuo y la fuerza en el elemento traccionado es al menos igual a 20% de la fuerza en el elemento comprimido.
- (b) En el punto de intersección se provee arriostramiento horizontal triangulado (Figura 4-2) con resistencia suficiente de acuerdo con lo definido en 4.4.1.
- (c) En el punto de cruce hay conectado un elemento horizontal continuo que satisface los siguientes criterios:
 - i. El elemento horizontal continuo tiene resistencia suficiente para proveerle resistencia al puntal de acuerdo con lo definido en 4.4.1.
 - ii. La resistencia del elemento horizontal continuo se determina ignorando la resistencia al pandeo fuera del plano de las diagonales.

Caso contrario, no se deberá considerar que el punto de cruce provee un apoyo para resistir el pandeo fuera del plano. (Ver Tabla 4-6)

Cuando no haya elementos diagonales continuos que atraviesen el punto de cruce se deberá satisfacer una de las siguientes condiciones:

- (d) En el punto de cruce se provee arriostramiento horizontal triangulado con resistencia suficiente de acuerdo con lo definido en 4.4.1.
- (e) Hay un elemento horizontal continuo con resistencia suficiente de acuerdo con lo definido en el punto (c) anterior que atraviesa el punto de cruce.

4.5.2.2 Arriostramientos con disposición en "K" o contravientos

Cuando el elemento horizontal no sea un elemento continuo, se deberá proveer arriostramiento horizontal triangulado en el punto correspondiente al vértice del arriostramiento con resistencia suficiente de acuerdo con lo definido en 4.4.1.

Cuando en un elemento horizontal continuo no se provea arriostramiento horizontal triangulado, la longitud no arriostrada fuera del plano del elemento horizontal se deberá considerar igual a 0.75 veces la longitud total del elemento horizontal. El elemento horizontal deberá tener resistencia suficiente para proveer resistencia a los puntales de acuerdo con lo definido en 4.4.1 usando la longitud total del elemento horizontal. (Ver Tabla 4-7).

4.5.2.3 Arriostramientos con disposición en "K" o contravientos plegados

En el codo principal de la diagonal se deberá proveer arriostramiento vertical interno triangulado con resistencia suficiente de acuerdo con lo definido en 4.4.1. (Ver Figura 4-1)

4.5.3 Elementos armados

Los componentes individuales de los elementos armados compuestos por dos o más perfiles se deberán conectar entre sí a intervalos, a_i , de manera tal que la máxima relación de esbeltez (a_i/r_i) entre conectores de cada uno de los perfiles no sea mayor que 100% de la relación de esbeltez efectiva determinante del elemento armado.

Cuando el ancho conectado (es decir, el ancho del ala conectada de un perfil doble) de un elemento comprimido sea mayor que 4 in. [102 mm], en cada punto de conexión intermedio se deberán usar como mínimo dos bulones.

Para los modos de pandeo que involucran deformaciones relativas que producen esfuerzos de corte en los conectores (por ejemplo, pandeo respecto del eje paralelo a las alas colocadas espalda contra espalda en los perfiles dobles), la relación de esbeltez efectiva se deberá modificar aplicando las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando los extremos están soldados o en ellos se disponen bulones ajustados con la totalidad de la tensión (70% de la resistencia última de los bulones), o cuando se disponen dos o más conectores con bulones ajustados hasta lograr un ajuste sin huelgo:

i. Para conectores intermedios abulonados ajustados hasta lograr un ajuste sin huelgo:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m + \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a_i}{r_i}\right)^2}$$

ii. Para conectores intermedios que están soldados o que tienen bulones ajustados con la totalidad de la tensión de acuerdo con AISC-LRFD-99:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha_i^2}{(1 + \alpha_i^2)} \left(\frac{a_i}{r_{ib}}\right)^2}$$

donde:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = relación de esbeltez efectiva de un elemento armado actuando como una unidad

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = relación de esbeltez efectiva modificada de un elemento armado

$\frac{a_i}{r_i}$ = mayor relación de esbeltez de los componentes individuales

$\frac{a_i}{r_{ib}}$ = relación de esbeltez de los componentes individuales respecto de su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo considerado para el elemento armado

a_i = distancia entre conectores

r_i = mínimo radio de giro de un componente individual

r_{ib} = radio de giro de un componente individual respecto de su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo considerado para el elemento armado

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

h = distancia entre el baricentro de los componentes individuales perpendicular al eje de pandeo considerado para el elemento armado

- (b) Cuando en los extremos se utiliza un único conector ajustado hasta lograr un ajuste sin huelgo:

$$\left(\frac{KL}{r}\right) = L / r_{ib}$$

Cuando se utilicen enrejados para conectar elementos comprimidos armados formados por dos o más componentes, los enrejados deberán ser triangulados y deberán abarcar la totalidad de la longitud del elemento. Los elementos comprimidos armados sin enrejados triangulados se deberán modelar como vigas Vierendeel, considerando la combinación de flexión y fuerzas axiales de acuerdo con 4.8. La resistencia de diseño del sistema de arriostramiento deberá ser capaz de proveer la resistencia, P_s , de acuerdo con lo requerido en 4.4.1.

4.5.4 Resistencia a la compresión de diseño

4.5.4.1 Tensión de fluencia efectiva

Para los perfiles angulares de 60° y 90°, la tensión de fluencia efectiva para compresión axial, F'_y , se deberá determinar de la siguiente manera:

$$w/t \leq 0.47 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F'_y = F_y$$

$$0.47 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < w/t \leq 0.85 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F'_y = \left[1.677 - 0.677 \left(\frac{w/t}{0.47 \sqrt{E/F_y}} \right) \right] F_y$$

$$0.85 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < w/t \leq 25 \quad F'_y = \left[0.0332 \pi^2 E / (w/t)^2 \right]$$

La relación entre el ancho y el espesor (w/t) de los perfiles angulares no deberá ser mayor que 25 (ver Figura 4-3).

Para los elementos macizos de sección circular, la tensión de fluencia, F'_y , deberá ser igual a F_y .

Para los elementos tubulares de sección circular, la relación entre el diámetro y el espesor (D/t) no deberá ser mayor que 400. La tensión de fluencia efectiva, F'_y , se deberá determinar de la siguiente manera:

$$D/t \leq 0.114 E/F_y \quad F'_y = F_y$$

$$0.114 E/F_y < D/t \leq 0.448 E/F_y \quad F'_y = \left(\frac{0.0379E}{(D/t)F_y} + \frac{2}{3} \right) F_y$$

$$0.448 E/F_y < D/t \leq 400 \quad F'_y = \frac{0.037E}{(D/t)}$$

donde:

D = diámetro exterior de un elemento tubular

t = espesor de pared del elemento tubular

E = módulo de elasticidad del elemento tubular

Para los elementos de acero tubulares de sección poligonal, la máxima relación entre el ancho y el espesor (w/t) y la tensión de fluencia efectiva, F'_y , se deberán determinar de acuerdo con la Tabla 4-8.

Para las demás geometrías, la tensión de fluencia efectiva, F'_y , se deberá determinar de acuerdo con el Capítulo B de la norma AISC-LRFD-99.

4.5.4.2 Resistencia axial de diseño

La resistencia axial de diseño de los elementos comprimidos se deberá tomar como $\phi_c P_n$:

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

(a) Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F'_y$$

(b) Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F'_y$$

donde:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r \pi} \sqrt{\frac{F'_y}{E}}$$

= área bruta del elemento, in.² [mm²]

F'_y = tensión de fluencia efectiva, ksi [MPa]

E = módulo de elasticidad, ksi [MPa]

K = factor de longitud efectiva

L = longitud de un elemento sin arriostramiento lateral, in. [mm]

r = radio de giro determinante respecto del eje de pandeo, in. [mm]

No es necesario aplicar la sección E3 de la norma AISC-LRFD-99 para pandeo flexional torsional a los elementos formados por perfiles angulares simples o dobles de sección transversal a 90 o 60 grados.

4.6 Elementos solicitados a tracción

4.6.1 Elementos armados

Preferentemente, la separación longitudinal de los conectores entre componentes de un elemento armado formado por dos o más perfiles deberá limitar la relación de esbeltez entre conectores de cualquier componente a un máximo de 300.

4.6.2 Elementos de arriostamiento solicitados exclusivamente a tracción

Las pestañas soldadas de los extremos de los elementos de arriostamiento solicitados exclusivamente a tracción se deberán detallar de manera que desarrollen la resistencia de diseño del elemento en base a la fluencia de la sección bruta del elemento. El elemento se deberá detallar con una disposición tal que el elemento esté traccionado al ser instalado.

4.6.3 Resistencia a la tracción de diseño

La resistencia a la tracción axial de diseño, $\phi_t P_n$, de un elemento se deberá tomar como el menor valor entre la fluencia en la sección bruta, la rotura en la sección neta efectiva, o la rotura en bloque por corte.

Para la fluencia por tracción en la sección bruta:

$$\phi_t = 0.80 \text{ para los fustes de los anclajes de las riendas}$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ para todos los demás elementos}$$

$$P_n = F_y A_g$$

Para rotura por tracción en la sección neta efectiva:

$$\phi_t = 0.65 \text{ para los fustes de los anclajes de las riendas}$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_{en}$$

Para rotura en bloque por corte:

$$\phi_t = 0.65 \text{ para los fustes de los anclajes de las riendas}$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ para los demás elementos}$$

$$\text{cuando: } F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$$

$$P_n = 0.6 F_y A_{gy} + F_u A_{nt} \leq 0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}$$

cuando: $0.6 F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$

$$P_n = 0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt} \leq 0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}$$

donde:

A_g = área bruta

A_{en} = área neta efectiva

A_{gv} = área bruta sujeta a corte

A_{gt} = área bruta sujeta a tracción

A_{nv} = área neta sujeta a corte

A_{nt} = área neta sujeta a tracción

4.6.3.1 Área neta

El área neta de un elemento, A_n , se deberá tomar como la suma de los productos entre el espesor y el ancho neto de cada elemento y se deberá calcular de la siguiente manera:

Al calcular el área neta de la sección, el ancho de los orificios para bulones se deberá tomar 1/16 in. [2 mm] mayor que la dimensión nominal del orificio.

Para una cadena de orificios que se extienda a través de una pieza en cualquier línea diagonal o en zigzag, el ancho neto de la pieza, W_n , se deberá obtener restando del ancho bruto la suma de los diámetros o dimensiones de las ranuras de todos los orificios de la cadena, y sumando, para cada separación en la cadena, el valor $s^2/4g$ de acuerdo con lo siguiente:

$$A_n = W_n t + (s^2 t) / (4g)$$

donde:

s = separación longitudinal entre los centros de dos orificios consecutivos

g = separación transversal entre líneas de sujetadores

4.6.3.2 Área neta efectiva

Cuando haya una fuerza de tracción transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal de un componente por medio de sujetadores o soldaduras, el área neta efectiva, A_{en} , será igual al área neta A_n .

Cuando haya una fuerza de tracción transmitida por sujetadores o soldaduras a través de algunos pero no todos los elementos de la sección transversal del componente, el área neta efectiva, incluyendo los efectos del retraso del corte, se deberá tomar como:

$$A_{en} = A U$$

donde:

$A = A_n$ para elementos abulonados y A_g para elementos soldados

$U =$ factor de reducción = $1 - x/L_c$, siendo $0.75 \leq U \leq 0.9$

$x =$ excentricidad de la unión (distancia entre la cara externa del elemento conectado y el baricentro del elemento)

$L_c =$ longitud de la unión en la dirección de la carga (distancia entre los centros de los orificios más externos o longitud de la soldadura en la dirección de la carga)

Notas:

- 1) Para los elementos con un único bulón U deberá ser igual a 0.75.
- 2) Alternativamente, cuando al calcular A_n se ignore la parte saliente de un elemento, no será necesario que U sea menor que 1.0.

4.7 Elementos solicitados a flexión

La resistencia a la flexión de diseño se deberá tomar como $\phi_f M_n$:

$$\phi_f = 0.9$$

$M_n =$ resistencia nominal a la flexión

Nota: No es necesario considerar a los elementos de arriostramiento conectados con excentricidades normales en las uniones de acuerdo con 4.4.4.2 como elementos solicitados a flexión.

4.7.1 Elementos macizos de sección circular

Para los elementos macizos de sección circular, M_n se deberá determinar de la siguiente manera:

$$M_n = F_y' Z$$

donde:

$F_y' =$ tensión de fluencia efectiva determinada de acuerdo con 4.5.4.1

Z = módulo resistente plástico

4.7.2 Elementos tubulares de sección circular

Para los elementos tubulares de sección circular, la relación entre el diámetro y el espesor (D/t) no deberá ser mayor que 400. M_n se deberá determinar de la siguiente manera:

$$\frac{D}{t} \leq 0.0714 \frac{E}{F_y} \quad M_n = F_y Z$$

$$0.0714 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} \leq 0.309 \frac{E}{F_y} \quad M_n = \left(\frac{0.0207E}{(D/t)F_y} + 1 \right) F_y S$$

$$0.309 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} \leq 400 \quad M_n = \left(\frac{0.330E}{(D/t)} \right) S$$

donde:

D = diámetro exterior del elemento tubular

t = espesor de pared del elemento tubular

E = módulo de elasticidad, 29 000 ksi [200 000 MPa]

S = módulo resistente elástico

Z = módulo resistente plástico

4.7.3 Elementos tubulares de sección poligonal

Para los elementos tubulares de sección poligonal, M_n se deberá determinar de la siguiente manera:

$$M_n = F'_y S$$

donde:

F'_y = tensión de fluencia efectiva determinada de acuerdo con 4.5.4.1

S = mínimo módulo resistente elástico de la sección

4.7.4 Elementos consistentes en un único perfil angular de alas iguales

Para los elementos que consisten en un único perfil angular de 60° o 90° se deberá considerar la flexión respecto de los ejes principales mayor y menor del elemento.

4.7.4.1 Tensión de fluencia efectiva

La tensión de fluencia efectiva para cargas de flexión, F'_{yf} , basada en el pandeo local se deberá determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$\frac{b}{t} \leq 0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F'_{yf} = 1.5 F_y$$

$$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 9.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F'_{yf} = \left[1.5 - 0.93 \left(\frac{\frac{b}{t}}{0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} - 1.0 \right) \right] F_y$$

$$\frac{b}{t} > 9.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F'_{yf} = \frac{0.72 E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

donde:

b = ancho de ala del perfil angular

t = espesor del perfil angular

E = módulo de elasticidad, 29 000 ksi [200 000 MPa]

F_y = tensión de fluencia del acero, ksi [MPa]

La tensión de fluencia efectiva, F''_y , basada en el pandeo lateral torsional se deberá determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$L_B < L_T \quad F''_y = \left[1.92 - 1.17 \sqrt{N_t} \right] F_y$$

$$L_B \geq L_T \quad F''_y = \left[\frac{0.92}{N_t} - \frac{0.17}{N_t^2} \right] F_y$$

$$\text{donde: } N_t = \frac{L_B}{L_T}$$

L_B = longitud lateral no arriostrada

$$L_T = \frac{E b^3 t^2}{3 F_y I_w}$$

I_w = momento de inercia respecto del eje principal mayor

Resistencia nominal a la flexión

M_{nw} = $F'_y S_w$ o bien $F''_y S_w$, cualquiera sea el valor que resulte menor

M_{nz} = $F'_y S_z$ cuando las puntas de las alas están sujetas a compresión debido al momento aplicado respecto del eje principal débil

M_{nz} = $1.5 F_y S_z$ cuando las puntas de las alas están sujetas a tracción debido al momento aplicado respecto del eje principal débil

donde:

M_{nw} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje principal mayor

M_{nz} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje principal menor

S_z = módulo resistente elástico hasta la punta del ala respecto del eje principal menor

S_w = módulo resistente elástico hasta la punta del ala respecto del eje principal mayor

Se deberán combinar la flexión respecto de los ejes menor y mayor de acuerdo con 4.8.1.2.

4.7.5 Otros elementos

Para las demás geometrías, la resistencia a la flexión de diseño se deberá determinar de acuerdo con el Capítulo F de la norma AISC-LRFD-99.

4.8 Combinación de flexión y fuerzas axiales

4.8.1 Estructuras de celosía

Los momentos mayorados, M_u , se deberán multiplicar por un factor de amplificación, B_1 , de acuerdo con lo siguiente para tomar en cuenta los momentos secundarios en los elementos individuales:

B_1 = 1.0 cuando se consideran los efectos del desplazamiento (efectos P-delta) del elemento o para elementos traccionados

B_1 = $0.85 / (1 - P_u / P_e)$ para elementos cuyos extremos están restringidos o para los elementos continuos (por ejemplo, puntales)

B_1 = $1.00 / (1 - P_u / P_e)$ para elementos cuyos extremos no están restringidos (por ejemplo, elementos de arriostamiento)

donde:

P_u = fuerza de compresión axial debida a las cargas mayoradas

$$P_e = \pi^2 EI / (KL)^2$$

KL = longitud efectiva sin arriostamiento lateral de un elemento en la dirección de pandeo considerada

EI = rigidez flexional en la dirección de pandeo considerada

4.8.1.1 Elementos circulares de sección maciza y tubulares

Los elementos circulares de sección maciza y tubulares que estén sujetos a la combinación de flexión y fuerza axial deberán satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

(a) cuando $\frac{P_u}{\phi_a P_n} \geq 0.2$

$$\left| \frac{8}{9} \left(\left| \frac{P_u}{\phi_a P_n} \right| + \left| \frac{B_1 M_u}{\phi_f M_n} \right| \right) \right| \leq 1.0$$

pero $\frac{P_u}{\phi_a P_n}$ no deberá ser mayor que 1.0

(b) cuando $\frac{P_u}{\phi_a P_n} < 0.2$

$$\left| \frac{P_u}{2\phi_a P_n} \right| + \left| \frac{B_1 M_u}{\phi_f M_n} \right| \leq 1.0$$

Al investigar excentricidades mayores que las excentricidades normales de las uniones de acuerdo con lo definido en 4.4.4, se deberá satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left| \frac{P_u}{\phi_n F_y A} \right| + \left| \frac{M_u}{\phi_f M_n} \right| \leq 1.0$$

donde:

P_u = fuerza axial debida a las cargas mayoradas

P_n = resistencia axial nominal

M_u = momento de flexión resultante debido a las cargas mayoradas

M_n = resistencia nominal a la flexión

$\phi_a = 0.90$ = factor de resistencia para compresión axial

= 0.90 = factor de resistencia para tracción axial

$\phi_n = 0.90$ = factor de resistencia para fluencia bajo tensión normal

$\phi_f = 0.90$ = factor de resistencia para flexión

4.8.1.2 Elementos consistentes en un único perfil angular de alas iguales

Los elementos consistentes en un único perfil angular sujetos a una combinación de flexión y fuerza axial deberán satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

(a) cuando $\frac{P_u}{\phi_a P_n} \geq 0.2$

$$\frac{8}{9} \left(\left| \frac{P_u}{\phi_a P_n} \right| + \left| \frac{B_1 M_{uw}}{\phi_f M_{nw}} \right| + \left| \frac{B_1 M_{uz}}{\phi_f M_{nz}} \right| \right) \leq 1.0$$

pero $\frac{P_u}{\phi_a P_n}$ no deberá ser mayor que 1.0

(b) cuando $\frac{P_u}{\phi_a P_n} < 0.2$

$$\left| \frac{P_u}{2\phi_a P_n} \right| + \left| \frac{B_1 M_{uw}}{\phi_f M_{nw}} \right| + \left| \frac{B_1 M_{uz}}{\phi_f M_{nz}} \right| \leq 1.0$$

Al investigar excentricidades mayores que las excentricidades normales de las uniones de acuerdo con lo definido en 4.4.4, se deberá satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left| \frac{P_u}{\phi_n F_y A} \right| + \left| \frac{M_{uw}}{\phi_f M_{nw}} \right| + \left| \frac{M_{uz}}{\phi_f M_{nz}} \right| \leq 1.0$$

donde:

P_u = fuerza axial debida a las cargas mayoradas

P_n = resistencia axial nominal

M_{uw} = momento de flexión respecto del eje principal mayor debido a las cargas mayoradas

M_{uz} = momento de flexión respecto del eje principal menor debido a las cargas mayoradas

M_{nw} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje principal mayor

M_{nz} = resistencia nominal a la flexión respecto del eje principal menor

ϕ_a = 0.90 = factor de resistencia para compresión axial

= 0.90 = factor de resistencia para tracción axial

ϕ_f = 0.90 = factor de resistencia para flexión

ϕ_n = 0.90 = factor de resistencia para fluencia bajo tensión normal

4.8.1.3 Otros elementos

Para las demás geometrías, la combinación de flexión y fuerza axial se deberá investigar de acuerdo con el Capítulo H de AISC-LRFD-99.

4.8.2 Estructuras tubulares tipo monoposte

Para los postes tubulares se deberá satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) + \left(\frac{M_u}{\phi_f M_n} \right) + \left[\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{T_u}{\phi_T T_n} \right]^2 \leq 1.0$$

Si $\left| \frac{T_u}{\phi_T T_n} \right|$ es mayor que 0.2, M_n no deberá ser mayor que $F'_y S$

donde:

P_u = fuerza de compresión axial debida a las cargas mayoradas

P_n = resistencia nominal a la compresión axial = $(F'_y) (A)$

F'_y = tensión de fluencia efectiva determinada de acuerdo con 4.5.4.1 para los postes circulares o de acuerdo con la Tabla 4-8 para los postes poligonales

M_u = momento de flexión debido a las cargas mayoradas

M_n = resistencia nominal a la flexión de acuerdo con 4.7

V_u = fuerza de corte transversal debida a las cargas mayoradas

V_n = resistencia nominal al corte = $0.5(F'_y)(A)$

S = mínimo módulo resistente elástico de la sección

T_u = momentos de torsión debidos a las cargas mayoradas

T_n = resistencia nominal a la torsión = $(F'_y)(J/c)$

J = momento de inercia polar

c = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema

ϕ_c = 0.90 = factor de resistencia para compresión axial

ϕ_f = 0.90 = factor de resistencia para flexión

ϕ_v = 0.90 = factor de resistencia para corte

ϕ_T = 0.90 = factor de resistencia para torsión

4.9 Uniones

4.9.1 Bulones

Los bulones ASTM A490 y ASTM A325 no se deberán reutilizar una vez que hayan sido puestos en servicio y tensionados más allá del 40% de su capacidad última.

No se deberán utilizar bulones A490 galvanizados por inmersión en caliente (o mecánicamente) ni varillas de anclaje A354 Gr. BD galvanizadas por inmersión en caliente (o mecánicamente).

Nota: Para el cálculo de la resistencia a la tracción y al corte de diseño, F_{ub} deberá ser igual a la mínima resistencia a la tracción en base al diámetro de los bulones.

4.9.2 Dispositivos fiadores de tuercas

Para evitar que se aflojen, los bulones usados para conectar elementos portantes deberán estar provistos de un dispositivo o mecanismo fiador de tuercas como por ejemplo tuercas de seguridad, arandelas de seguridad o contratueras, con excepción de lo dispuesto en 4.9.3. El uso de las arandelas de seguridad se deberá limitar a estructuras de altura menor o igual que 1200 ft [366 m].

4.9.3 Bulones pretensados

Para las uniones antideslizantes y para las uniones sujetas a tracción en las cuales la aplicación de cargas externas provoca acción de palanca debido a la deformación de las piezas conectadas se deberán utilizar bulones de alta resistencia ajustados al 70%

de la resistencia última a la tracción del bulón. Para los bulones pretensados no se requieren dispositivos fiadores de tuercas.

Excepción: En el caso de las uniones traccionadas, cuando se pueda demostrar que la rigidez de las piezas conectadas es suficiente para reducir las fuerzas de palanca a valores insignificantes, las uniones traccionadas se podrán realizar con bulones de alta resistencia ajustados hasta la condición de ajuste sin huelgo. La condición de ajuste sin huelgo se define como el apriete que se produce como resultado de unos pocos golpes de una llave de impacto o la aplicación del máximo esfuerzo de una persona usando una llave inglesa.

(Nota: Las superficies de contacto de las uniones antideslizantes no se deberán engrasar ni pintar y, en caso que se utilicen materiales galvanizados, las superficies de contacto se deberán preparar de acuerdo con la norma AISC-LRFD-99).

4.9.4 Distancias a los bordes

Se deberá aplicar la Tabla J3.4 de la Especificación AISC excepto en los bordes cortados, en los cuales la mínima distancia al borde deberá ser igual a 1.5 veces el diámetro del bulón.

Preferentemente la mínima separación de los bulones en una línea será igual a 3 veces el diámetro de los bulones, pero esta separación nunca deberá menor que 2 2/3 diámetros.

4.9.5 Uniones por aplastamiento

En las uniones por aplastamiento está permitido utilizar bulones (incluyendo bulones de alta resistencia) ajustados hasta una condición de ajuste sin huelgo de acuerdo con lo definido en 4.9.3. No se deberán usar uniones por aplastamiento con orificios holgados ni ovalados paralelos a la línea de fuerza para bulones que estén cargados fundamentalmente en corte.

4.9.6 Resistencia de las uniones

4.9.6.1 Resistencia a la tracción de diseño

La resistencia a la tracción de diseño de un único bulón o pieza roscada se deberá tomar como ϕR_{nt}

donde:

$$R_{nt} = F_{ub} A_n$$

El área neta, A_n , de la porción roscada del bulón está dada por la siguiente expresión:

$$A_n = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \text{ in.}^2 \quad A_n = \frac{\pi}{4} (d - 0.9382p)^2 \text{ [mm}^2\text{]}$$

donde:

$$\phi = 0.75$$

F_{ub} = mínima resistencia a la tracción especificada del bulón

d = diámetro nominal del bulón, in. [mm]

n = número de filetes de rosca por pulgada

p = paso de la rosca, mm

Alternativamente, A_n se puede considerar igual a $0.75 A_b$

donde:

A_b = área nominal del cuerpo no roscado del bulón

4.9.6.2 Resistencia al aplastamiento de diseño

La resistencia al aplastamiento en los orificios para bulones o accesorios, ϕR_n , se deberá tomar como:

$$R_n = 1.2 (L_c + d / 4) t F_u \leq 2.4 d t F_u$$

Cuando se utilicen orificios ovalados perpendiculares a la línea de fuerza, ϕR_n se deberá tomar como:

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u$$

donde:

$$\phi = 0.80$$

L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del orificio y el borde de un orificio adyacente o el borde del material, in. [mm]

F_u = mínima resistencia a la tracción especificada de la pieza crítica conectada

d = diámetro nominal del bulón

t = espesor de la pieza crítica conectada

Para las uniones con múltiples bulones, la resistencia al aplastamiento se deberá tomar igual a la suma de las resistencias al aplastamiento de los bulones individuales.

4.9.6.3 Resistencia al corte de diseño

La resistencia al corte de diseño de un bulón, ϕR_{nv} , se deberá tomar como:

$$\phi = 0.75$$

(a) Cuando no hay filetes de rosca incluidos en el plano de corte:

$$R_{nv} = 0.55 F_{ub} A_b$$

(b) Cuando hay filetes de rosca incluidos en el plano de corte:

$$R_{nv} = 0.45 F_{ub} A_b$$

donde:

F_{ub} = mínima resistencia a la tracción especificada del bulón

A_b = área nominal del cuerpo no roscado del bulón

Los orificios ovalados deben ser perpendiculares a la línea de fuerza.

4.9.6.4 Combinación de corte y tracción

Para los bulones sujetos a una combinación de corte y tracción se deberá satisfacer la siguiente relación:

$$\left(\frac{V_{ub}}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{T_{ub}}{\phi R_{nt}} \right)^2 \leq 1$$

donde:

$$\phi = 0.75$$

V_{ub} = fuerza de corte en el bulón debida a las cargas mayoradas

R_{nv} = resistencia nominal al corte del bulón

T_{ub} = fuerza de tracción en el bulón debida a las cargas mayoradas

R_{nt} = resistencia nominal a la tracción de un bulón

4.9.6.5 Elementos de unión

La resistencia de diseño de los elementos de unión soldados y abulonados, $\phi_p R_{np}$, deberá ser el menor valor obtenido de acuerdo con el estado límite de fluencia, rotura y rotura en bloque por corte.

$$\phi_p = 0.90 \text{ para fluencia}$$

$$\phi_p = 0.75 \text{ para rotura}$$

$$\phi_p = 0.75 \text{ para rotura en bloque por corte}$$

(a) Para fluencia por tracción:

$$R_{np} = F_y A_{gt}$$

(b) Para rotura por tracción:

$$R_{np} = F_u A_{nt}$$

(c) Para fluencia por corte:

$$R_{np} = 0.60 F_y A_{gv}$$

(d) Para rotura por corte:

$$R_{np} = 0.60 F_u A_{nv}$$

(e) Para rotura en bloque por corte:

Ver 4.6.3.

donde:

A_{gv} = área bruta sujeta a corte

A_{gt} = área bruta sujeta a tracción

A_{nv} = área neta sujeta a corte

A_{nt} = área neta sujeta a tracción

Notas:

1. Para la determinación del área neta ver la sección 4.6.3.1.
2. El ancho usado para determinar las áreas brutas y netas de las placas de conexión no deberá ser mayor que el ancho en el extremo de la placa definido proyectando la fuerza aplicada a partir del comienzo de la unión 30° hacia cada lado de la placa a lo largo de la línea de fuerza.

3. El área neta de una placa de conexión no se deberá considerar mayor que 85% del área bruta.

4.9.7 Empalmes

Los empalmes se deberán diseñar para resistir las máximas fuerzas de tracción, compresión y corte que se produzcan en el empalme.

Para los puntales de las torres atirantadas, a menos que para cada rienda se satisfagan los requisitos adicionales referentes a la carga de rotura de las riendas incluidos en el Anexo E, los empalmes en los puntales deberán desarrollar una resistencia a la tracción de diseño mínima igual al menor valor entre el 33% de la fuerza de compresión de diseño en el empalme o 500 kips [2200 kN].

Si en una unión existe excentricidad se deberán considerar las fuerzas adicionales introducidas en la unión.

4.9.7.1 Estructuras tubulares tipo monoposte

La longitud de diseño de un empalme deslizante no deberá ser menor que 1.5 veces el ancho interno de la base de la sección superior. En las secciones transversales poligonales el ancho interno se deberá medir entre elementos planos.

4.9.8 Placas de unión para riendas

La resistencia de diseño de una placa de unión, ϕP_l , se deberá tomar igual al menor de los siguientes valores:

(a) Tracción sobre el área efectiva:

$$\phi = 0.75 \quad P_l = 2 t b_{\text{eff}} F_u$$

(b) Corte sobre el área efectiva:

$$\phi = 0.75 \quad P_l = 0.6 A_{\text{st}} F_u$$

(c) Aplastamiento sobre el área proyectada en el pasador:

$$\phi = 0.75 \quad P_l = 1.8 A_{\text{pb}} F_y$$

(d) Fluencia sobre el área bruta:

$$\phi = 0.90 \quad P_l = A_g F_y$$

donde:

a = menor distancia entre el borde del orificio del pasador y el borde del elemento medida en forma paralela a la dirección de la fuerza

A_{pb} = área de aplastamiento proyectada

A_{sf} = $2 t (a + d/2)$

b_{eff} = $2 t + 0.625$ in. [$2 t + 16$ mm], pero no mayor que la distancia real entre el borde del orificio del pasador y el borde de la pieza medida en una dirección normal a la fuerza aplicada.

d = diámetro del pasador

t = espesor de la placa

El orificio del pasador deberá estar ubicado a la mitad de la distancia entre los bordes del elemento en la dirección normal a la fuerza aplicada. El ancho de la placa más allá del orificio del pasador no deberá ser menor que $2 b_{eff} + d$, y la mínima extensión, a , más allá del extremo de apoyo del orificio del pasador, paralela al eje del elemento, no deberá ser menor que $1.33 b_{eff}$.

Está permitido que las esquinas más allá del orificio del pasador estén cortadas a 45 grados respecto del eje del elemento, siempre que el área neta más allá del orificio del pasador, sobre un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida más allá del orificio del pasador paralela al eje del elemento.

Nota: No es aplicable el diámetro con holgura de $1/32$ in. [1 mm] especificado en AISC.

4.9.9 Varillas de anclaje

Para las varillas de anclaje se deberá satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{P_u + \frac{V_u}{\eta}}{\phi R_{nt}} \right) \leq 1$$

donde:

$\phi = 0.80$

P_u = fuerza de tracción para los detalles tipo (a), (b) y (c), y mayor fuerza de compresión o tracción para los detalles tipo (d) tal como se ilustra en la Figura 4-4

V_u = fuerza de corte (componentes de corte directo y torsión) correspondiente a P_u

R_{nt} = resistencia nominal a la tracción de la varilla de anclaje de acuerdo con 4.9.6.1

- $\eta = 0.90$ para los detalles tipo (a)
- $= 0.70$ para los detalles tipo (b)
- $= 0.55$ para los detalles tipo (c)
- $= 0.50$ para los detalles tipo (d)

Para los detalles tipo (d), cuando la distancia libre entre la cara superior del hormigón y la cara inferior de la tuerca de nivelación inferior sea mayor que 1.0 veces el diámetro de la varilla de anclaje, también se deberá satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\left| \frac{P_u}{\phi R_{nt}} \right| + \left| \frac{M_u}{\phi R_{nm}} \right| \right)^2 \leq 1$$

donde:

M_u = momento flector correspondiente a V_u

$$= 0.65 I_{ar} V_u$$

I_{ar} = longitud desde la cara superior del hormigón hasta la parte inferior de la tuerca de nivelación de la varilla de anclaje

ϕR_{nv} = resistencia al corte de diseño de la varilla de anclaje de acuerdo con 4.9.6.3

ϕR_{nm} = resistencia a la flexión de diseño de la varilla de anclaje de acuerdo con 4.7.1 usando el diámetro de la raíz traccionada para la determinación de z

d_{rt} = diámetro de la raíz traccionada de la varilla, in. [mm]

$$= d - 0.9743/n \text{ pulgadas}$$

$$= d - 0.9382(p) \text{ mm}$$

d = diámetro nominal de la varilla, in. [mm]

n = número de filetes de rosca por pulgada

p = paso de la rosca, mm

4.9.10 Uniones soldadas

Las uniones soldadas deberán satisfacer los requisitos del Capítulo J de la norma AISC-LRFD.

4.9.10.1 Estructuras tubulares tipo monoposte

Las soldaduras de costura longitudinales para las secciones tubulares tipo monoposte deberán tener una penetración mínima de 60 por ciento, excepto en las siguientes áreas en las cuales las soldaduras de costura longitudinales deberán ser de penetración total o fusión total y atravesar toda la sección transversal:

- (a) Soldaduras de costura longitudinales a una distancia menor o igual que 6 in. [150 mm] de soldaduras circunferenciales o bridas o placas de asiento.
- (b) Soldaduras de costura longitudinales externas (hembra) en el área del empalme deslizante en una distancia mínima igual a la máxima dimensión de solape más 6 in. [150 mm].

Las soldaduras de costura transversales deberán ser de penetración total o fusión total y atravesar toda la sección transversal.

Las soldaduras entre una placa de asiento y el fuste de un poste deberán ser soldaduras de penetración total. Alternativamente, los fustes de los postes se pueden insertar en bridas o placas de asiento y conectar mediante soldaduras de filete internas y externas.

Tabla 4-1: Resistencia del arriostramiento requerida para los puntales

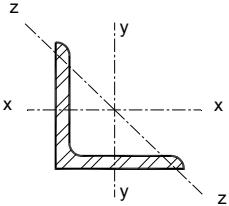
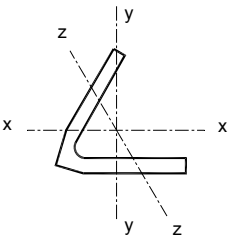
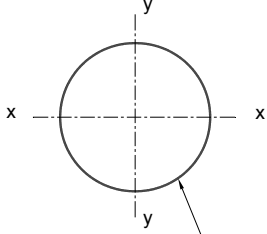
Geometría del puntal	Sección transversal de la torre	Resistencia del arriostramiento, P_r , requerida en una cara en un punto de panel
	Cuadrada	<p>Cuando el pandeo respecto del eje débil (KL/r_z) es determinante: $P_r = P_s / (2 \times 0.707) = 0.707 P_s$</p> <p>Cuando el pandeo en el plano (KL/r_x o KL/r_y) es determinante: $P_r = P_s$</p>
 <p data-bbox="358 930 532 961">Nota: $r_x > r_y > r_z$</p>	Triangular	<p>Cuando el pandeo respecto del eje débil (KL/r_z) es determinante: $P_r = P_s / (2 \times 0.866) = 0.577 P_s$</p> <p>Cuando el pandeo en el plano (KL/r_y) es determinante: $P_r = P_s$</p> <p>Cuando el pandeo fuera del plano (KL/r_x) es determinante: $P_r = P_s / (0.866) = 1.15 P_s$</p>
 <p data-bbox="483 1297 613 1350">TUBULAR O MACIZA</p>	Cuadrada	<p>El pandeo en el plano (KL/r_x o KL/r_y) es determinante $P_r = P_s$</p>
	Triangular	<p>El pandeo fuera del plano (KL/r_x) es determinante $P_r = P_s / (0.866) = 1.15 P_s$</p>
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Alternativamente, P_r se puede determinar usando la relación de esbeltez efectiva más desfavorable (más elevada) para determinar P_s y multiplicando el resultado por 1.15 para secciones transversales triangulares o por 1.00 para secciones transversales cuadradas. 2. Al investigar un puntal se aplica un solo valor de P_r para ambas caras. Se deberá usar el mayor valor considerando el segmento del puntal por encima y por debajo de un punto de panel. 3. En el caso de los patrones de arriostramiento simétricos, el pandeo respecto del eje débil es determinante. En el caso de los patrones de arriostramiento alternados, puede ser determinante el pandeo en el plano, fuera del plano o respecto del eje débil. 		

Tabla 4-2: Resistencia mínima requerida en los puntos de panel

<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Para los puntales con pendientes de más de 15 grados respecto de la vertical, P_r se deberá dividir por el coseno de la pendiente del puntal. 		

Tabla 4-3: Relaciones de esbeltez efectiva para los puntales

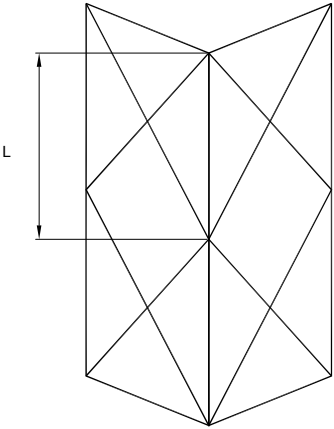
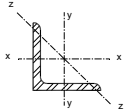
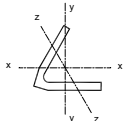
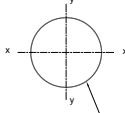
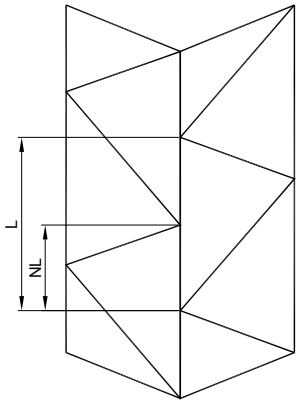
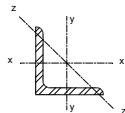
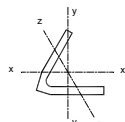
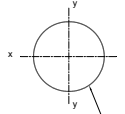
Patrones de arriostramiento simétricos		
	Geometría del puntal	Relaciones de esbeltez efectiva $K = 1.0$
		$\frac{KL}{r_z}$
	 <p>Nota: $r_x > r_y > r_z$</p>	$\frac{KL}{r_z}$
	 <p>TUBULAR O MACIZA</p>	$\frac{KL}{r_z}$
Patrones de arriostramiento alternados		
 <p>$N = 0.5$</p>	Geometría del puntal	Relaciones de esbeltez efectiva $K = 1.0$
		$\frac{KL}{r_x}, \frac{KL}{r_y}, \left(\frac{1+2N}{3} \right) \frac{KL}{r_z}$
	 <p>Nota: $r_x > r_y > r_z$</p>	$\frac{KL}{r_x}, \frac{KL}{r_y}, \left(\frac{1+2N}{3} \right) \frac{KL}{r_z}$
	 <p>TUBULAR O MACIZA</p>	$\frac{KL}{r_x}$
Notas: <ol style="list-style-type: none"> L deberá ser igual a la separación entre paneles medida a lo largo del eje del puntal. Para determinar la resistencia a la compresión de diseño y la resistencia de arriostramiento requerida para proveer apoyo lateral se deberá usar la máxima relación de esbeltez efectiva. 		

Tabla 4-4: Relaciones de esbeltez efectiva para los elementos de arriostamiento

Relaciones de esbeltez < 120, la excentricidad es determinante		
Número de fórmula	Ecuación	Condiciones en los extremos de la longitud de pandeo considerada
1	$KL / r = L / r$	Concéntrico en ambos extremos
2	$KL / r = 30 + 0.75 L / r$	Concéntrico en un extremo y unión con excentricidad normal en el otro
3	$KL / r = 60 + 0.50 L / r$	Uniones con excentricidad normal en ambos extremos
Condiciones de concentricidad	Perfiles angulares o canales dobles Elementos circulares con placa de extremo concéntrica	
Condiciones de excentricidad normal en las uniones	Perfiles angulares o canales simples Elementos circulares con placa de extremo excéntrica Elementos circulares con extremos aplanados	

Relaciones de esbeltez ≥ 120 , la restricción es determinante		
Número de fórmula	Ecuación	Condiciones en los extremos de la longitud de pandeo considerada
4	$KL / r = L / r$	Sin restricción contra la rotación en ninguno de los extremos
5	$KL / r = 28.6 + 0.762 L / r$	Parcialmente restringido en un extremo y sin restricción en el otro
6	$KL / r = 46.2 + 0.615 K / r$	Parcialmente restringido contra la rotación en ninguno de los extremos
Condiciones sin restricción	Uniones con un solo bulón	
Condiciones con restricción parcial	Uniones con múltiples bulones o soldadas a un elemento / componente o grupo de elementos / componentes de un rigidizador	

Notas:

1. La fórmula 2 se aplica a los perfiles angulares simples en patrones de arriostamiento transversal cuando $L / r < 120$ y los perfiles están conectados espalda contra espalda en el punto de cruce.
2. Es posible que para cada dirección de pandeo considerada se apliquen ecuaciones diferentes. Para determinar la resistencia a la compresión se deberá utilizar la máxima relación de esbeltez efectiva.

Tabla 4-5: Relaciones de esbeltez efectivas para elementos de arriostramiento circulares soldados directamente a los puntales

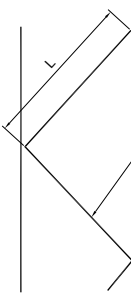
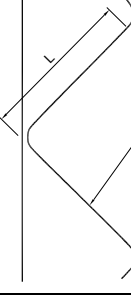
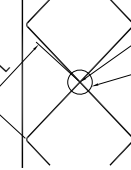
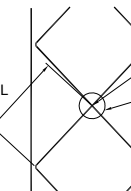
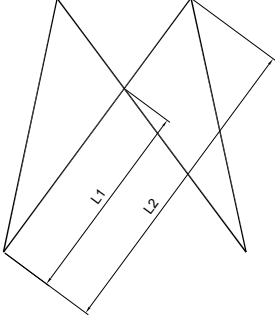
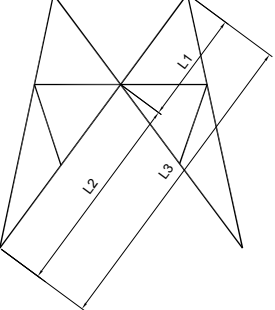
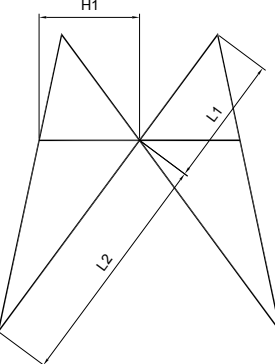
Patrón de arriostramiento	Relación de esbeltez del elemento de arriostramiento		
	$L / r < 80$	$80 \leq L / r \leq 120$	$L / r > 120$
 <p>ARRIOSTRAMIENTO CORTADO EN LOS EXTREMOS</p>	$K = 1.0$	$K = 0.70 + 0.30 (120 - L / r) / 40$	$K = 0.70$
 <p>ARRIOSTRAMIENTO CONTINUO DOBLADO</p>	$K = 1.1$	$K = 0.70 + 0.40 (120 - L / r) / 40$	$K = 0.70$
 <p>PUNTO DE INTERSECCIÓN ARRIOSTRAMIENTO CORTADO Y CONCÉNTRICO EN EL PUNTO CENTRAL</p> <p>(Ver Nota 2)</p>	$K = 1.0$	$K = 0.75 + 0.25 (120 - L / r) / 40$	$K = 0.75$
 <p>PUNTO DE INTERSECCIÓN ARRIOSTRAMIENTO CONTINUO, EN CAPAS Y CONECTADO EN EL PUNTO CENTRAL</p> <p>(Ver Nota 2)</p>	$K = 1.1$	$K = 0.90 + 0.20 (120 - L / r) / 40$	$K = 0.90$
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. L se deberá determinar usando la separación entre paneles y la distancia libre entre los puntales. 2. Cuando la fuerza de tracción en el elemento traccionado de un patrón con doble arriostramiento sea menor que 20% de la fuerza de compresión en el elemento comprimido, los valores de KL se deberán determinar en base a una condición de arriostramiento simple. 			

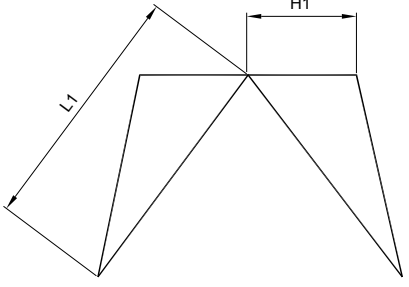
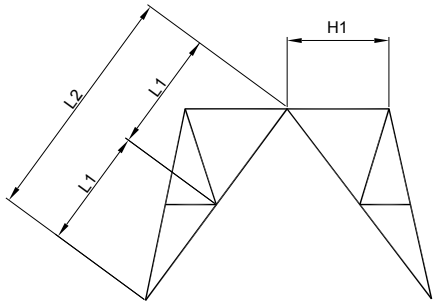
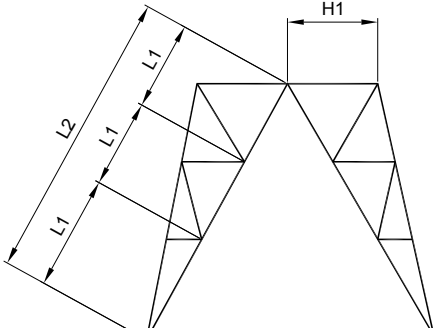
Tabla 4-6: Consideraciones respecto de la longitud de pandeo para el arriostamiento transversal

	<table border="1"> <thead> <tr> <th>El punto de cruce proporciona apoyo</th> <th>El punto de cruce está conectado pero no proporciona apoyo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$L1/r_{min}$</td> <td>$L1/r_{min}$ $L2/r_{out}$</td> </tr> </tbody> </table>	El punto de cruce proporciona apoyo	El punto de cruce está conectado pero no proporciona apoyo	$L1/r_{min}$	$L1/r_{min}$ $L2/r_{out}$
El punto de cruce proporciona apoyo	El punto de cruce está conectado pero no proporciona apoyo				
$L1/r_{min}$	$L1/r_{min}$ $L2/r_{out}$				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>El punto de cruce proporciona apoyo</th> <th>El punto de cruce está conectado pero no proporciona apoyo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$L1/r_{min}$ $L2/r_{out}$</td> <td>$L1/r_{min}$ $L3/r_{out}$</td> </tr> </tbody> </table>	El punto de cruce proporciona apoyo	El punto de cruce está conectado pero no proporciona apoyo	$L1/r_{min}$ $L2/r_{out}$	$L1/r_{min}$ $L3/r_{out}$
El punto de cruce proporciona apoyo	El punto de cruce está conectado pero no proporciona apoyo				
$L1/r_{min}$ $L2/r_{out}$	$L1/r_{min}$ $L3/r_{out}$				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Arriostamiento interno en el punto de cruce</th> <th>Sin arriostamiento interno en el punto de cruce</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$L1/r_{min}$ $L2/r_{min}$ $H1/r_{min}$</td> <td>$L1/r_{min}$ $L2/r_{min}$ $H1/r_{min}$ $2H1/r_{out}$</td> </tr> </tbody> </table>	Arriostamiento interno en el punto de cruce	Sin arriostamiento interno en el punto de cruce	$L1/r_{min}$ $L2/r_{min}$ $H1/r_{min}$	$L1/r_{min}$ $L2/r_{min}$ $H1/r_{min}$ $2H1/r_{out}$
Arriostamiento interno en el punto de cruce	Sin arriostamiento interno en el punto de cruce				
$L1/r_{min}$ $L2/r_{min}$ $H1/r_{min}$	$L1/r_{min}$ $L2/r_{min}$ $H1/r_{min}$ $2H1/r_{out}$				

Notas:

1. L se deberá determinar usando la longitud entre los centros de los patrones de bulones o soldaduras de unión.
2. "r_{min}" se refiere al mínimo radio de giro para un elemento (es decir, el eje z-z para un elemento consistente en un único perfil angular, r_x o r_y para un elemento circular.)
3. "r_{out}" se refiere al radio de giro asociado con el pandeo fuera del plano.
4. Ver los criterios para determinar si hay apoyo en el punto de cruce en la sección 4.5.2.1.
5. Si las diagonales no son continuas en el punto de cruce, los elementos horizontales deben satisfacer los requisitos de la sección 4.5.2.1.

Tabla 4-7: Consideraciones respecto de la longitud de pandeo para los arriostramientos con disposición en "K" o contravientos

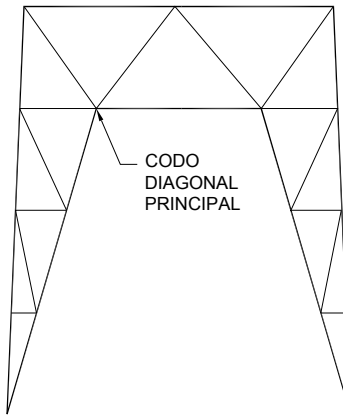
	Elemento horizontal continuo	
Arriostramiento horizontal Apoyo en el vértice ⁵	Sin arriostramiento horizontal	
$L1/r_{\min}$ $H1/r_{\min}$	$L1/r_{\min}$ $H1/r_{\min}$ $1.5 H1/r_{\text{out}}$ (ver nota 4)	
	Elemento horizontal continuo	
Arriostramiento horizontal Apoyo en el vértice ⁵	Sin arriostramiento horizontal	
$L1/r_{\min}$ $L2/r_{\text{out}}$ $H1/r_{\min}$	$L1/r_{\min}$ $L2/r_{\text{out}}$ $H1/r_{\min}$ $1.5 H1/r_{\text{out}}$ (ver nota 4)	
	Elemento horizontal no continuo Se requiere arriostramiento horizontal en el vértice ⁵	
Se provee arriostramiento vertical ⁵	No se provee arriostramiento vertical	
$L1/r_{\min}$ $H1/r_{\min}$	$L1/r_{\min}$ $L2/r_{\text{out}}$ $H1/r_{\min}$	

Notas:

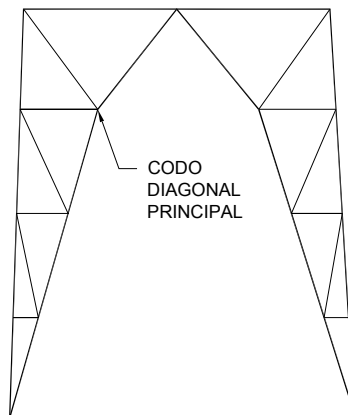
1. L se deberá determinar usando la longitud entre los centros de los patrones de bulones o soldaduras de unión.
2. "r_{min}" se refiere al mínimo radio de giro para un elemento (es decir, el eje z-z para un elemento consistente en un único perfil angular, r_x o r_y para un elemento circular.)
3. "r_{out}" se refiere al radio de giro asociado con el pandeo fuera del plano.
4. Para determinar la resistencia necesaria para proveer apoyo a un puntal tal como se define en 4.4.1 se deberá considerar $2.0H1/r_{\text{out}}$.
5. Los arriostramientos horizontales y verticales deben ser triangulados (ver Figura 4-2) y satisfacer los requisitos de 4.4.1.

Tabla 4-8: Tensión de fluencia efectiva para los elementos tubulares de sección poligonal

Geometría	Relaciones (w/t)	Tensión de fluencia efectiva
18 lados	$(F_Y/E)^{1/2}(w/t) < 1.17$	$F'_Y = F_Y$
	$1.17 \leq (F_Y/E)^{1/2}(w/t) \leq 2.14$	$F'_Y = 1.404 F_Y [1.0 - 0.245(F_Y/E)^{1/2}(w/t)]$
16 lados	$(F_Y/E)^{1/2}(w/t) < 1.26$	$F'_Y = F_Y$
	$1.26 \leq (F_Y/E)^{1/2}(w/t) \leq 2.14$	$F'_Y = 1.420 F_Y [1.0 - 0.233(F_Y/E)^{1/2}(w/t)]$
12 lados	$(F_Y/E)^{1/2}(w/t) < 1.41$	$F'_Y = F_Y$
	$1.41 \leq (F_Y/E)^{1/2}(w/t) \leq 2.14$	$F'_Y = 1.450 F_Y [1.0 - 0.220(F_Y/E)^{1/2}(w/t)]$
8 lados	$(F_Y/E)^{1/2}(w/t) < 1.53$	$F'_Y = F_Y$
	$1.53 \leq (F_Y/E)^{1/2}(w/t) \leq 2.14$	$F'_Y = 1.420 F_Y [1.0 - 0.194(F_Y/E)^{1/2}(w/t)]$
<p>Donde:</p> <p>F_Y = mínima resistencia a la fluencia especificada del acero, ksi [MPa] t = espesor de pared, in. [mm] w = dimensión del lado plano calculada usando un radio de plegado interno igual a 4t E = módulo de elasticidad, ksi [MPa]</p>		
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Para los elementos poligonales, w/t no deberá ser mayor que 2.14 $(E/F_Y)^{1/2}$. 2. Para los propósitos de la investigación de la resistencia, los elementos poligonales de más de 18 lados deberán ser considerados como elementos circulares usando un diámetro igual a la distancia entre elementos planos. 		



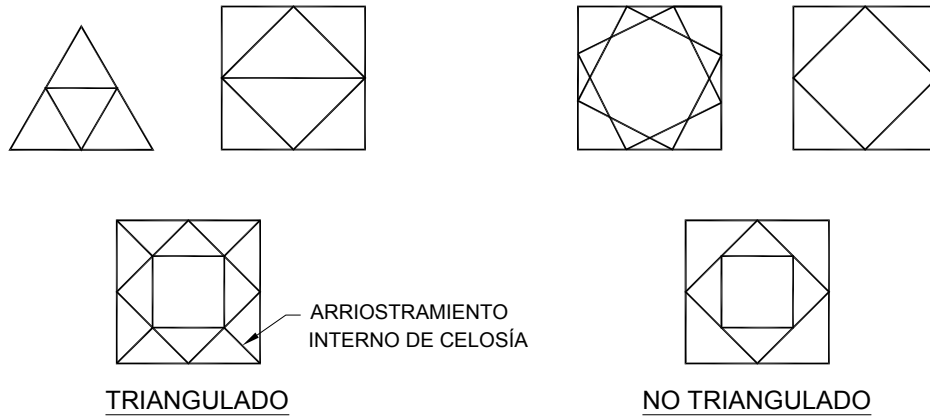
CONTRAVIENTOS



**ARRIOSTRAMIENTO CON
DISPOSICIÓN EN "K" PLEGADO**

NOTA: EN EL CODO DE LA DIAGONAL PRINCIPAL SE REQUIERE
ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL TRIANGULADO (VER FIG. 4-2)

Figura 4-1: Arriostramientos con disposición en "K" o contravientos plegados



ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL

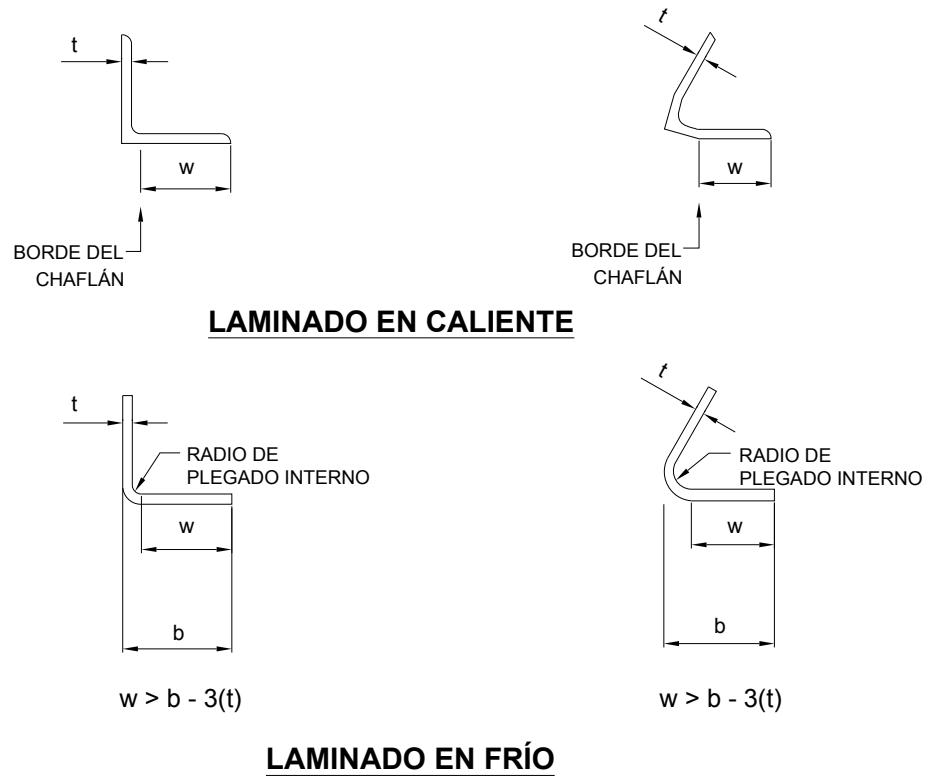


ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL

Figura 4-2: Arriostramiento horizontal y vertical

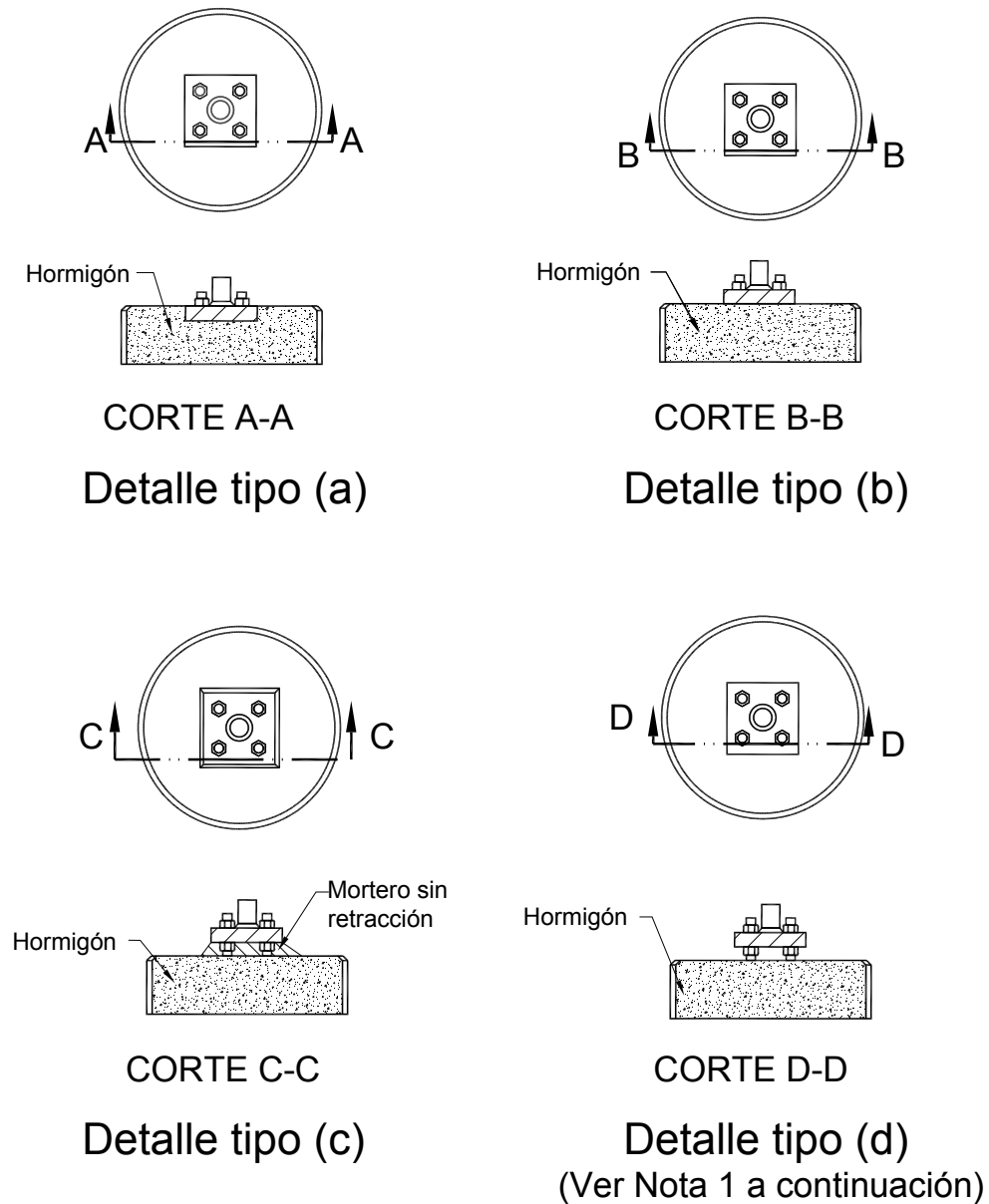
NOTAS:

1. PARA PROVEER APOYO LATERAL A UN ELEMENTO, LOS ARRIOSTRAMIENTOS HORIZONTALES O VERTICALES DEBEN SER TRIANGULADOS Y SATISFACER LOS REQUISITOS DE 4.4.1.
2. LAS RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA PARA LAS DIAGONALES PRINCIPALES CON ARRIOSTRAMIENTOS VERTICALES/EN LAS CARAS SE DEBERÁN DETERMINAR DE ACUERDO CON LA TABLA 4-3 USANDO LAS ECUACIONES PROPORCIONADAS PARA PUNTALES CON PATRONES DE ARRIOSTRAMIENTO ALTERNADOS.
3. LA MÍNIMA RESISTENCIA REQUERIDA DEL ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL SE DEBERÁ DETERMINAR DE ACUERDO CON LA TABLA 4-1 CON $P_r = 1.15 P_s$. (P_s BASADA EN LA RELACIÓN DE ESBELTEZ EFECTIVA DETERMINANTE DE LA DIAGONAL PRINCIPAL).



NOTA: w/t no deberá ser mayor que 25.

Figura 4-3: Relaciones ancho/espesor (w/t) para los perfiles angulares

**Nota:**

1. Cuando la distancia libre entre la cara superior del hormigón y la cara inferior de la tuerca de nivelación sea mayor que 1.0 veces el diámetro de la varilla de anclaje, se deberá considerar la flexión de la varilla de anclaje (ver 4.9.9).

Figura 4-4: Tipos de detalles para las varillas de anclaje

5.0 FABRICACIÓN

5.1 Alcance

Esta sección define los requisitos materiales para el acero estructural, las tolerancias en la fabricación y el control de la corrosión aplicable para las estructuras diseñadas y fabricadas de conformidad con esta Norma.

5.2 Definiciones

Acero estructural: Acero usado para todos los elementos y componentes estructurales excepto riendas, sujetadores y accesorios.

5.3 Simbología y notación

CVN = valor del ensayo de impacto Charpy;

F_y = mínima tensión de fluencia especificada;

pH = concentración de iones hidrógeno del suelo (índice de acidez/alcalinidad);

t = espesor (diámetro) del material;

c = coeficiente para CVN;

5.4 Material Acero estructural

5.4.1 Disposiciones generales

Los aceros estructurales que se utilicen para estructuras diseñadas de conformidad con esta Norma deberán satisfacer una de las normas para acero precalificadas listadas en la Tabla 5-1. También se considerarán aceptables otros materiales que resulten adecuados para la aplicación y el predio y que satisfagan lo dispuesto en 5.4.2.

El acero estructural para postes tubulares de sección poligonal y placas de brida soldadas a tope para postes tubulares de sección poligonal deberán tener valores de ensayo de impacto Charpy menores que 15.0 ft-lb [21 J] a -20°F [-29°C].

Todos los ensayos de impacto Charpy (CVN) se deberán realizar de acuerdo con la norma ASTM A370.

5.4.2 Acero no precalificado

El equivalente de carbono calculado de acuerdo con la siguiente fórmula no deberá ser mayor que 0.65:

$$C + \frac{Mn + Si}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

Nota: Puede que se requieran procedimientos de soldadura especiales de acuerdo con AWS D1.1-04.

El alargamiento no deberá ser menor que 18%.

Para las geometrías circulares macizas, los valores nominales de diseño de la resistencia a la fluencia y la resistencia última a la tracción se deberán basar en el punto correspondiente a la mitad del radio.

Para los elementos y componentes con un espesor mayor que 5 in. [127 mm] y una mínima tensión de fluencia mayor o igual que 50 ksi [350 MPa], el valor del ensayo de impacto Charpy (CVN) no deberá ser menor que 15 ft-lb [21 J] a 0°F [-17°C]. Alternativamente, el CVN a la menor temperatura media mensual para el predio no deberá ser menor que lo siguiente:

$$CVN = \frac{F_y t}{5.54 c} \text{ ft-lb} \quad \text{o} \quad CVN = \frac{F_y t}{710 c} \text{ Joules}$$

donde:

F_y = mínima tensión de fluencia especificada para el tipo de acero utilizado, ksi [MPa]

t = espesor (diámetro) del material, in. [mm]

c = 2 para orificios perforados y escariados y componentes no soldados y para todos los elementos sujetos a una tensión de tracción de diseño menor que 15 ksi [100 MPa]

= 1 para componentes troquelados y soldados sujetos a una tensión de tracción de diseño mayor o igual que 15 ksi [100 MPa]

Para las geometrías circulares macizas, los valores del CVN se deberán basar en una muestra longitudinal ubicada 1 in. [25 mm] debajo de la superficie.

5.4.3 Informes de los ensayos

Los informes de ensayos certificados en fábrica o los informes de ensayos certificados realizados por el fabricante o por un laboratorio de ensayo de acuerdo con las normas ASTM A6 o A568, según corresponda, constituyen evidencia suficiente de conformidad con los requisitos de 5.4.1 y 5.4.2.

5.4.4 Tolerancias

Las tolerancias aceptables en las dimensiones se deberán determinar de acuerdo con la norma ASTM A6.

5.5 Fabricación

La fabricación se deberá realizar de acuerdo con la norma AISC-LRFD-99

A menos que se especifique lo contrario, los elementos estructurales se deberán fabricar respetando las tolerancias indicadas en la norma ASTM A6 para el tipo de material utilizado. Los elementos terminados deberán estar libres de torsiones y pliegues.

Los elementos de compresión fabricados no se deberán desviar de la condición de linealidad más de 1/500 por la longitud entre puntos que han de tener apoyo lateral, y nunca más de 1/16 in. [1.5 mm].

Los empalmes en los elementos comprimidos que se diseñen como apoyos directos deberán tener al menos el 75% del área nominal en contacto.

Las soldaduras se deberán realizar de acuerdo con AWS D1.1-04 – Código de Soldadura Estructural - Acero.

5.6 Control de la corrosión

5.6.1 Disposiciones generales

Todos los elementos y componentes de acero estructural deberán tener un recubrimiento de cinc. El galvanizado por inmersión en caliente es el proceso preferido. Otros métodos que proporcionen un control de la corrosión equivalente también son aceptables.

5.6.2 Acero estructural

Los elementos de acero estructural se deberán galvanizar por inmersión en caliente de acuerdo con la norma ASTM A123. Los métodos alternativos deberán proveer un control de la corrosión como mínimo igual a los requisitos establecidos en ASTM A123.

5.6.3 Sujetadores y accesorios

Los sujetadores y accesorios se deberán galvanizar de acuerdo con las normas ASTM A153 (galvanizado por inmersión en caliente) o ASTM B695 clase 50 (galvanizado mecánico). Los métodos alternativos deberán proveer un control de la corrosión como mínimo igual a los requisitos establecidos en ASTM A153.

5.6.4 Reparaciones

Las reparaciones se deberán realizar de acuerdo con la norma ASTM A780 o según lo requieran los proveedores de procesos de control de la corrosión alternativos.

5.6.5 Cordones para riendas

Los cordones para riendas con recubrimiento de cinc se deberán galvanizar de acuerdo con las normas ASTM A475 o ASTM A586 según corresponda. Se deberá proveer como mínimo un recubrimiento clase A.

5.6.6 Anclajes de las riendas

Las partes galvanizadas del acero de los anclajes y varillas de anclaje se deberán prolongar como mínimo 2 in. [50 mm] hacia el interior del hormigón.

Los anclajes de acero en contacto directo con el suelo deberán tener, como mínimo, un control de la corrosión de acuerdo con 5.6.2. Cuando la resistividad eléctrica medida del suelo sea menor que 50 ohm-m y/o cuando los valores de pH medidos del suelo sean menores que 3 o mayores que 9, para las estructuras Clases II y III se requerirá control adicional de la corrosión. En el Anexo H se describen métodos de control de la corrosión aceptables.

5.6.7 Postes embebidos en el terreno

Los postes de acero en contacto directo con el suelo deberán tener, como mínimo, un control de la corrosión de acuerdo con 5.6.2. Cuando la resistividad eléctrica medida del suelo sea menor que 50 ohm-m y/o cuando los valores de pH medidos del suelo sean menores que 3 o mayores que 9, para las estructuras Clases II y III se requerirá control adicional de la corrosión. En el Anexo H se describen métodos de control de la corrosión aceptables.

Tabla 5-1
Aceros estructurales precalificados

API - 5L	Especificación API 5L.
ASTM A36	Acero estructural.
ASTM A53	Tubos de acero negro y galvanizados por inmersión en caliente, soldados y sin costura.
ASTM A106	Tubos de acero al carbono sin costura.
ASTM A242	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.
ASTM A500	Tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío, electrosoldados y sin costura, de forma circular y no circular.
ASTM A501	Tubos estructurales de acero al carbono conformados en caliente, electrosoldados y sin costura.
ASTM A514	Placa de acero aleado de alta resistencia, templado y revenido, apto para soldadura.
ASTM A529	Acero estructural de alta resistencia de carbono-manganeso.
ASTM A572	Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio.
ASTM A588	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con punto mínimo de fluencia de 50 ksi.
ASTM A606	Láminas y tiras de acero de alta resistencia y baja aleación, laminadas en frío y en caliente, con resistencia a la corrosión mejorada.
ASTM A618	Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación, conformados en caliente, soldados y sin costura.
ASTM A633	Placas de acero estructural normalizado de alta resistencia y baja aleación.
ASTM A871	Placa de acero estructural de alta resistencia y baja aleación con resistencia a la corrosión atmosférica.
ASTM A913	Perfiles de acero estructural de alta resistencia y baja aleación.
ASTM A992	Acero para perfiles estructurales para uso en edificios.

- ASTM A1008/A Láminas de acero al carbono estructural, laminado en frío, de alta resistencia y baja aleación, con conformabilidad mejorada.
- ASTM A1011 Láminas y tiras de acero al carbono, laminado en caliente, de calidad estructural.
- CSA G40.20/21 Requisitos generales para aceros de calidad estructural laminados o soldados.

Nota: Las geometrías y tamaños fuera del alcance de las normas ASTM se deberán considerar de acero no precalificado.

6.0 OTROS MATERIALES ESTRUCTURALES

6.1 Alcance

Esta sección proporciona criterios para el diseño de estructuras usando materiales diferentes al acero.

6.2 Disposiciones generales

Para proveer estructuras de acuerdo con los requisitos de esta Norma se podrán utilizar otros materiales estructurales. Los materiales convencionales tales como el hormigón, el aluminio y la madera deberán satisfacer las normas vigentes para el diseño de dichos materiales en estado límite. Para otros materiales para los cuales no existan normas establecidas para su diseño en estado límite, se deberán establecer resistencias mayoradas de manera de garantizar que se alcance el nivel de confiabilidad implícito en esta norma.

6.3 Cargas

Las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia y serviciabilidad deberán ser de acuerdo con la sección 2.0.

6.4 Análisis

Los modelos y procedimientos de análisis deberán ser de acuerdo con la sección 3.0.

6.5 Resistencia de diseño

Se deberán establecer factores de resistencia tales que se alcance el nivel de confiabilidad implícito en esta Norma.

7.0 RIENDAS

7.1 Alcance

Esta sección proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la provisión de los cables, accesorios para fijación de los extremos y componentes utilizados en las riendas para mástiles atirantados provistos de acuerdo con esta Norma.

7.2 Definiciones

Para los propósitos de esta Norma se aplicarán las siguientes definiciones.

Cable: Elemento flexible que trabaja a tracción y que consiste en cordones o cuerdas.

Cordón: Pluralidad de alambres ya sea paralelos o trenzados helicoidalmente alrededor de un eje, generalmente alrededor de un alambre central.

Cuerda: Pluralidad de cordones trenzados alrededor de un eje, o alrededor de un núcleo que puede ser un cordón u otra cuerda de acero.

Alambre: Longitud de acero continua, de sección transversal circular, que se obtiene mediante el estiramiento en frío de una varilla.

Rienda: Cable que se utiliza para soportar una estructura, incluyendo los accesorios usados para fijación de los extremos y para regular la tensión de las riendas, los aisladores y los materiales no metálicos cuando corresponda.

Accesorio: Cualquier accesorio usado para fijar los cables o sus componentes o como soporte para los mismos.

Amortiguador: Dispositivo unido al cable que modifica su respuesta estructural frente a las cargas dinámicas.

Abrazadera: Accesorio para cables que transmite fuerza por fricción.

Resistencia nominal a la rotura indicada por el fabricante: Resistencia última a la rotura por tracción garantizada de un cable, también conocida como mínima fuerza de rotura.

Pretensado de las riendas: Eliminación del estiramiento constructivo inherente de un cable mediante la aplicación de una carga de tracción sostenida.

Carga de prueba: Verificación de la resistencia mecánica de las conexiones para extremos ensambladas en fábrica.

7.3 Cables

7.3.1 Cordones para riendas

Los cordones para riendas de acero galvanizado deberán satisfacer los requisitos mínimos para acero de extra alta resistencia (EHR) de la Norma ASTM A475 u otra norma equivalente reconocida. Los cordones para riendas de acero con revestimiento de aluminio deberán satisfacer la norma ASTM B416 u otra norma equivalente reconocida.

7.3.2 Cordones estructurales

Los cordones estructurales deberán satisfacer los requisitos mínimos de la norma ASTM A586 u otra norma equivalente reconocida.

7.3.3 Cuerdas de acero

A menos que se requiera una mayor flexibilidad para aplicaciones especiales, no se deberán utilizar cuerdas de acero para las riendas. Cuando se utilicen, las cuerdas de acero deberán satisfacer la norma ASTM A603 u otra norma equivalente reconocida.

Las cuerdas de acero para riendas con revestimiento de aluminio deberán satisfacer la norma ASTM B415 u otra norma equivalente reconocida.

7.4 Accesorios para fijación de los extremos

7.4.1 Guardacabos

Se deberá proveer un radio de plegado adecuado, según las recomendaciones del fabricante, en el interior de los accesorios para cables que consistan en un guardacabos o un enfoque equivalente.

7.4.2 Mordazas y grapas de anclaje prefabricadas para riendas

Las mordazas y grapas de anclaje prefabricadas para riendas se deberán diseñar específicamente para la longitud, el tamaño y el tipo de cable utilizado. Esto incluye el tamaño, el número y la disposición de los alambres y la compatibilidad electroquímica del material. El fabricante de los accesorios prefabricados deberá realizar ensayos para demostrar la capacidad y eficiencia del producto para cables de diferentes tamaños.

No se deberán reutilizar las mordazas prefabricadas para riendas que hayan sido retiradas después de haber estado en servicio.

7.4.3 Sujetadores

Los bulones en "U" o de base doble utilizados para asegurar los extremos en lazo deberán ser del mismo tamaño que el cable, con una tolerancia de 1/16 in. [1.6 mm].

7.4.4 Casquillos

Los casquillos deberán ser de tipo abierto o cerrado. Se deberán fabricar de acuerdo con las normas ASTM A27 y A148.

Los casquillos que se fabriquen para ser utilizados exclusivamente para cuerdas de acero no se deberán usar para cordones. Los casquillos que se fabriquen para cordones galvanizados no se deberán utilizar para cordones con recubrimiento de aluminio.

Los casquillos a utilizar con otros tipos de cables se pueden fabricar de otros materiales, siempre que satisfagan normas reconocidas y demuestren las mismas características de comportamiento implícitas en esta Norma.

7.4.4.1 Accesorios de cinc colado

El cinc para los accesorios de cinc colado deberá ser de grado "Prime Western" o superior de acuerdo con lo definido en la norma ASTM B6.

7.4.4.2 Accesorios de resina colada

Los accesorios de resina colada serán aceptables cuando se instalen de acuerdo con las recomendaciones del fabricante de la resina.

7.4.5 Grilletes

Los grilletes usados para conectar las riendas se deberán forjar de acero AISI grados 1035 o 1045 o su equivalente y tener un tratamiento térmico adecuado (temple y revenido, normalizado o recocido).

7.4.6 Dispositivos de tesado

Se deberá proveer un dispositivo de tesado en el extremo de anclaje de la rienda para regular la tensión de la rienda.

7.4.6.1 Torniquetes

Los torniquetes usados para conectar las riendas se deberán forjar de acero AISI grados 1035 o 1045 o su equivalente y tener un tratamiento térmico adecuado (temple y revenido, normalizado o recocido).

7.4.6.2 Casquillos tipo puente

Los dispositivos de tesado que se utilicen conjuntamente con casquillos tipo puente u otros dispositivos similares deberán tener un tratamiento térmico adecuado (normalizado o recocido).

7.5 Amortiguadores de las riendas

Las vibraciones de alta frecuencia y baja amplitud (vibración eólicas) y las vibraciones de baja frecuencia y alta amplitud (galope) son difíciles de anticipar antes de la instalación de una estructura. Si fuera necesario, posteriormente se pueden instalar amortiguadores en la estructura terminada. A menos que en base a un análisis específico del predio se determine lo contrario, para los mástiles atirantados cuyas estructuras tengan una altura mayor o igual que 1200 ft [366 m] se deberán proveer amortiguadores de alta frecuencia con conexiones rígidas en sus extremos tales como casquillos tipo puente u otros dispositivos similares.

El tamaño, número y posición de los amortiguadores deberán cumplir con las recomendaciones del fabricante de los amortiguadores.

7.6 Diseño

7.6.1 Tensión inicial

Para los fines del diseño, la tensión inicial de las riendas a una temperatura ambiente de 60°F [16°C] deberá estar en el rango comprendido entre 7 y 15 por ciento de la resistencia nominal a la rotura del cordón indicada por el fabricante. Se pueden utilizar valores de tensión inicial fuera de estos límites, siempre que se considere la sensibilidad de la estructura frente a las variaciones de la tensión inicial. La

temperatura ambiente de diseño se puede modificar en base a datos específicos del predio.

Notas:

1. La tensión inicial se define como la tensión de la rienda en un punto de anclaje correspondiente a la condición de carga permanente no mayorada a la temperatura ambiente de diseño.
2. Cuando se utilicen valores de tensión inicial superiores al 15 por ciento se deberán considerar los potenciales efectos de la vibración eólica. Asimismo, cuando se utilicen valores de tensión inicial inferiores al 7 por ciento se deberán considerar los efectos del galope y los ciclos de tensión y holgura.

7.6.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de las riendas se deberá tomar como $\phi_g T_g$,

donde:

$$\begin{aligned}\phi_g &= 0.6 \text{ para cables metálicos} \\ &= 0.5 \text{ para cables no metálicos}\end{aligned}$$

T_g = resistencia última a la rotura de la rienda de acuerdo con 7.6.2.1

7.6.2.1 Resistencia última a la rotura

La resistencia última a la rotura de una rienda deberá ser igual al menor de los siguientes valores: (a) la resistencia nominal a la rotura indicada por el fabricante de la rienda multiplicada por el factor de eficiencia de los accesorios en los extremos de acuerdo con 7.6.2.2, o (b) la resistencia nominal a la rotura de los accesorios para fijación de los extremos o dispositivo de tesado.

7.6.2.2 Factor de eficiencia de los accesorios para fijación de los extremos

El factor de eficiencia de los accesorios para fijación de los extremos para bulones en "U" y de base doble usados en cordones de hasta 7/8 in. [22 mm] deberá ser igual a 90%, mientras que para todos los demás tamaños de cordones deberá ser igual a 75%. Para todos los demás tipos de uniones, el factor de eficiencia de los accesorios para fijación de los extremos se deberá tomar de acuerdo con las recomendaciones del fabricante de dichos accesorios.

7.6.3 Módulo de elasticidad

En ausencia de datos específicos proporcionados por el fabricante de los cables, el módulo de elasticidad de un cable de acero usado para el análisis deberá ser de 23 000 ksi [159 MPa], excepto para los cables pretensados de diámetro menor o igual

que 2-9/16 in. [65 mm], para los cuales se deberá utilizar un módulo de elasticidad de 24 000 ksi [166 MPa].

7.6.4 Articulaciones

Se deberán proveer articulaciones en ambos extremos de las riendas en el caso de riendas no metálicas con conexiones rígidas en los extremos tales como casquillos o dispositivos similares que no incluyan amortiguadores de baja frecuencia. Las articulaciones deberán permitir como mínimo 10° de rotación tanto en dirección vertical como en dirección horizontal.

7.7 Fabricación

Los fabricantes de los componentes no metálicos de las riendas deberán informar la vida útil anticipada de los componentes.

7.7.1 Carga de prueba

Los casquillos para los extremos instalados en fábrica deberán ser sometidos a una carga de prueba igual a 55 por ciento de la resistencia nominal a la rotura indicada por el fabricante, carga que se deberá aplicar un mínimo de tres ciclos con una duración mínima de cinco minutos por cada ciclo.

7.7.2 Pretensado

Las riendas (excluyendo los aisladores) con accesorios para fijación de los extremos instalados en fábrica se deberán pretensar. La fuerza de pretensado de un cable deberá ser igual a 45 por ciento de la resistencia nominal a la rotura especificada por el fabricante del cable.

7.7.3 Mediciones de longitud

Las longitudes de las riendas que tienen accesorios para fijación de los extremos instalados en fábrica en ambos extremos se deberán medir con el cable bajo la tensión de diseño inicial. Las mediciones se deberán realizar después del pretensado.

7.7.4 Aplicación de rayas

Cuando se especifique pretensado, se deberá aplicar una raya de pintura longitudinal al cable mientras esté sujeto a la tensión especificada para las mediciones de longitud.

7.8 Instalación

Los cables u otros dispositivos se deberán instalar en torniquetes para evitar que se desconecten bajo la acción de las cargas de viento.

Los cables con raya se deberán instalar de manera que la raya de pintura aplicada durante la medición permanezca recta durante el montaje.

Las tensiones iniciales se deberán medir mediante métodos directos o indirectos (el Anexo K contiene ejemplos de estos métodos).

8.0 AISLADORES

8.1 Alcance

Esta sección proporciona los requisitos mínimos para el diseño de los aisladores de base y para riendas para las estructuras provistas de acuerdo con esta Norma.

8.2 Diseño

Para el diseño de los aisladores de base se deberán considerar las fuerzas de tracción y compresión, el corte horizontal y los momentos.

Cuando se utilicen accesorios para fijación de los extremos, éstos deberán ser forjados de acero AISI grados 1035 o 1045 o su equivalente, o forjados de acero de acuerdo con los requisitos de las normas ASTM A27 o A148, y tener un tratamiento térmico adecuado (temple y revenido, normalizado o recocido).

La resistencia de diseño de los aisladores de base y para riendas se deberá tomar como $\phi_i R_i$:

donde:

$\phi_i = 0.5$ para aisladores no metálicos a prueba de fallas (tipo “fail-safe”)

$= 0.4$ para otros aisladores no metálicos

$R_i =$ resistencia última del aislador

8.3 Fabricación

A los aisladores se les deberá aplicar una carga de prueba igual al 60 por ciento de la resistencia última nominal indicada por el fabricante.

Los fabricantes de los aisladores deberán informar la vida útil anticipada de los aisladores de base y para riendas.

Nota: Para los aisladores de deformación, el fabricante deberá definir procedimientos de envío, manipulación e inspección que aseguren la integridad del producto.

9.0 FUNDACIONES Y ANCLAJES

9.1 Alcance

Esta sección define criterios para las fundaciones y anclajes de las estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma.

9.2 Definiciones

Fundación o anclaje: Subestructuras diseñadas para transmitir reacciones al suelo o roca subyacente o a la estructura de apoyo.

Suelo: Agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que se puede separar por medios mecánicos suaves tales como agitación en agua.

Roca: Agregado natural de granos minerales unidos por fuerzas cohesivas fuertes y permanentes.

9.3 Estudio del predio

Para casos en que no se cuente con un informe geotécnico, en el Anexo F se proveen parámetros presuntos del suelo.

Para las estructuras Clase III es obligatorio realizar un estudio del predio, mientras que para las estructuras Clases I y II el estudio del predio es preferible pero no obligatorio. El Anexo G contiene recomendaciones para los estudios geotécnicos.

9.4 Resistencia de diseño

La resistencia nominal multiplicada por el factor de resistencia apropiado aquí especificado deberá ser mayor o igual que las reacciones para todas las combinaciones de cargas mayoradas definidas en 2.3.2.

(Nota: Cuando las recomendaciones geotécnicas se basen en resistencias admisibles, la resistencia nominal del suelo o la roca se deberá determinar multiplicando las resistencias admisibles por el correspondiente factor de seguridad informado en las recomendaciones geotécnicas. Cuando en las recomendaciones geotécnicas no se informe algún parámetro geotécnico específico o el factor de seguridad, se deberá utilizar un factor de seguridad igual a 2.0.)

9.4.1 Resistencia de diseño del suelo o la roca

La resistencia de diseño de un suelo o una roca deberá ser igual a $\phi_s R_s$,

donde:

$\phi_s = 0.60$ para apoyos sobre roca o suelo para bases de mástiles atirantados incluyendo zapatas, pilotes hincados, pozos perforados y emparrillados metálicos.

$\phi_s = 0.75$ para apoyos sobre roca o suelo para bases de estructuras autosoportadas incluyendo zapatas, plateas, pilotes hincados, pozos perforados y emparrillados metálicos.

$\phi_s = 0.75$ para arrancamiento o levantamiento para fundaciones y anclajes en roca o suelo incluyendo zapatas, muertos de anclaje, pozos perforados, emparrillados metálicos y pilotes inclinados.

$\phi_s = 0.50$ para arrancamiento o levantamiento para fundaciones y anclajes en roca o suelo que utilizan un bulón, clavija o dispositivo de anclaje para roca o suelo.

$\phi_s = 0.40$ para arrancamiento o levantamiento para fundaciones y anclajes en roca o suelo que utilizan pilotes no inclinados de sección transversal ahusada.

$\phi_s = 0.75$ para la resistencia friccional o lateral del suelo o la roca para todo tipo de fundaciones.

(Nota: Para los análisis de fundaciones que modelan la rigidez lateral del suelo, las reacciones mayoradas para el análisis se deberán dividir por ϕ_s . Si las fundaciones se han de diseñar por resistencia, las fuerzas y momentos internos de las fundaciones obtenidos a partir del análisis de las fundaciones se deberán multiplicar por ϕ_s . Al investigar los desplazamientos para los estados límites de servicio las reacciones no mayoradas no se deberán multiplicar por ϕ_s .)

R_s = resistencia nominal del suelo

9.4.2 Resistencia de diseño de la subestructura

La resistencia de diseño de las fundaciones de hormigón y acero y de los anclajes deberán satisfacer las normas ACI 318-05 y AISC-LRFD-99, respectivamente, o la especificación para el material correspondiente en caso que se utilicen otros materiales. (Nota: Los factores de reducción de la resistencia especificados en el Apéndice C de ACI 318-05 se aplican para las combinaciones de cargas definidas en 2.3.2.)

9.5 Desplazamientos

No es necesario considerar los desplazamientos de las fundaciones y los anclajes en el análisis de las estructuras en los estados límite de resistencia y servicio, excepto en el caso de las estructuras soportadas exclusivamente por un único pozo de fundación o de otros tipos de fundaciones cuando se hayan identificado condiciones específicas del predio que indiquen que existen suelos sensibles de desplazamiento crítico. Para esta condición los desplazamientos solo se podrán ignorar cuando el desplazamiento lateral al nivel del terreno sea menor o igual que 0.75 in. [20 mm] para la condición de estado límite de servicio especificada en 2.8.

9.6 Consideraciones sísmicas

Cuando una estructura de celosía autosoportada apoye sobre fundaciones independientes y esté ubicada en una región donde la aceleración de respuesta espectral sísmica para períodos cortos, S_s , de acuerdo con 2.7.5 sea mayor que 1.00,

las fundaciones se deberán conectar entre sí en la base mediante una viga de cimentación u otro dispositivo similar. La viga de cimentación u otro dispositivo similar deberá resistir $2/3$ del corte sísmico total calculado de acuerdo con 2.7.3 en compresión y tracción.

Excepción: Se podrán utilizar otros métodos aprobados cuando se pueda demostrar que éstos pueden proveer una restricción equivalente.

9.7 Consideraciones respecto de la profundidad de las heladas

Cuando una estructura esté apoyada en un suelo que muestre una significativa formación de hielo durante las heladas, la mínima profundidad de la base de fundación deberá ser mayor o igual que la profundidad de las heladas listada en el Anexo B. Alternativamente, se podrán satisfacer los requisitos de la norma SEI/ASCE 32-01 "Diseño y construcción de fundaciones superficiales con protección contra las heladas".

9.8 Condiciones sumergidas

Cuando las condiciones sumergidas constituyan una consideración de diseño, se deberá considerar la reducción del peso del material debido a la subpresión y su efecto sobre las propiedades del suelo.

10.0 PUESTA A TIERRA DE PROTECCIÓN

10.1 Alcance

Esta sección define: (a) la máxima resistencia eléctrica aceptable del sistema de puesta a tierra de la estructura, y (b) los materiales mínimos aceptables para el diseño del sistema de puesta a tierra.

10.2 Definiciones

Puesta a tierra: Medios para establecer una conexión eléctrica entre la estructura y la tierra, adecuada para permitir que los rayos, los altos voltajes o las descargas estáticas ingresen o abandonen la tierra.

Tierra principal: Conexión eléctricamente conductora de baja resistencia entre la estructura y la tierra o algún cuerpo conductor que funcione como tierra. La tierra principal consiste en cables de puesta a tierra y electrodos o ánodos de puesta a tierra.

Tierra secundaria: Conexión o vínculo eléctricamente conductor de baja resistencia entre un accesorio y la estructura.

Electrodos de puesta a tierra: Elementos conductores metálicos subterráneos instalados con fines de puesta a tierra, incluyendo varillas, placas, fajas enterradas,

cables o mallas de cobre, acero revestido de cobre, acero galvanizado o aleaciones de acero inoxidable.

Ánodos de puesta a tierra: Elementos conductores metálicos subterráneos instalados con fines de puesta a tierra en suelos con potencial de corrosión eléctrica, incluyendo varillas o placas de puesta a tierra enterradas fabricadas de aleaciones que en la serie galvánica se encuentren por encima del acero.

Tierra remota: Tierra fuera de la zona de influencia del sistema de puesta a tierra, la cual será como mínimo ocho veces la máxima distancia de separación horizontal entre electrodos o ánodos de puesta a tierra conectados.

10.3 Disposiciones generales

Las estructuras se deberán conectar a tierra mediante tierras principales. Para los mástiles atirantados, los fustes de los anclajes o los cables de las riendas también se deberán conectar a tierra mediante una tierra principal.

Los equipos o accesorios eléctricamente activos soportados por una estructura deberán estar conectados a la estructura mediante una tierra secundaria.

10.4 Resistencia eléctrica

La resistencia total de las tierras principales eléctricamente conectadas de una estructura con referencia a la tierra remota no deberá ser superior a 10 ohms. La resistencia total se deberá medir o calcular de acuerdo con la norma IEEE 142-1991.

10.5 Materiales para puesta a tierra

Las conexiones entre una estructura y los electrodos de puesta a tierra o ánodos de puesta a tierra, o las conexiones entre electrodos, deberán ser compatibles con los electrodos y se deberán materializar mediante conductores cuya sección no sea menor que la de un alambre calibre AWG 2/0 [133 100 mils circulares].

Los electrodos de puesta a tierra deberán ser como mínimo equivalentes a varillas metálicas de 5/8 in. [16 mm] de diámetro y 10 ft [3 m] de longitud construidas de cobre, acero revestido de cobre, acero galvanizado o aleaciones de acero inoxidable. La mínima profundidad embebida de los electrodos de puesta a tierra deberá ser de 10 ft [3 m]. Todos los electrodos deberán estar eléctricamente conectados a la estructura, aunque no es necesario que todos los electrodos estén interconectados entre sí.

En los suelos con resistividades menores que 50 ohm-m, los electrodos de cobre o enchapados en cobre pueden contribuir a la corrosión galvánica. En estas condiciones, los electrodos de puesta a tierra se podrán reemplazar por ánodos de puesta a tierra o bien se podrán utilizar otros métodos para controlar la corrosión.

Para las instalaciones de torres de AM se aplican consideraciones especiales.

11.0 SEÑALIZACIÓN DE LAS OBSTRUCCIONES

Las estructuras deberán estar señalizadas de acuerdo con lo dispuesto por la Comisión Federal de Comunicaciones (FCC), la Administración Federal de Aviación (FAA), y/o los requisitos establecidos por la autoridad aeronáutica local.

Para las estructuras que requieren pintura para fines de señalización de las obstrucciones, estará permitido que la terminación de una banda de color coincida con un punto de panel de la estructura, siempre que el punto de panel se encuentre a una distancia menor o igual que 10 ft [3 m] del punto de terminación calculado en base a bandas de color iguales.

12.0 INSTALACIONES PARA ASCENSO

12.1 Alcance

Esta sección proporciona requisitos mínimos para el diseño y la construcción de escaleras fijas, dispositivos de seguridad, anclajes para escaladores, plataformas y jaulas usadas para ascender o trabajar en estructuras de comunicaciones.

12.2 Definiciones

Escalador autorizado (básico): Persona que tiene las capacidades físicas requeridas para escalar, que puede o no tener experiencia previa en escaladas pero que ha sido capacitado en las reglamentaciones para evitar caídas, los equipos que se aplican en el área incluyendo las instrucciones para su correcta utilización, y que puede escalar por rutas de acceso fijas designadas equipadas con dispositivos de seguridad para la escalada.

Jaula: Barrera que consiste en un cerramiento montado sobre los rieles laterales de una escalera fija o unido a la estructura y que encierra el espacio de la escalera utilizado para trepar.

Riel guía: Riel para el dispositivo de seguridad en una escalera, el cual puede consistir en un cable flexible o un riel rígido.

Anclaje para escaladores: Punto de anclaje para fijar un elemento de amarre u otro dispositivo similar para protección contra las caídas.

Instalaciones para ascenso: Las instalaciones para ascenso consisten en una serie de accesorios fijados a una estructura de apoyo o antena en los que un escalador puede pisar mientras asciende o desciende, y que pueden incorporar o utilizar:

- (a) escalones, peldaños, listones y/o elementos estructurales que formen una parte integral de la estructura;
- (b) peldaños, listones o pernos para peldaños fijados a la estructura; o

(c) anclajes para escaladores.

Escalador competente (especializado): Persona que tiene las capacidades físicas requeridas para escalar, que tiene experiencia real en escalada y que ha sido capacitado en las reglamentaciones para evitar caídas, incluyendo los equipos que se aplican en el área, y que es capaz de identificar riesgos de caída existentes y potenciales; que tiene la autoridad para tomar prontas acciones correctivas para eliminar dichos riesgos; y que puede escalar un estructura de manera segura sin utilizar las rutas de acceso fijas.

Pasamanos o barandas: Barreras horizontales instaladas a lo largo de los laterales o los extremos de las plataformas.

Escalera: Dispositivo que incorpora o utiliza escalones, peldaños o listones.

Descanso: Zona tal como un piso, techo o plataforma que se utiliza para acceder a una escalera fija o salir de la misma.

Longitud de ascenso: Distancia vertical total que una persona subiría al desplazarse entre los puntos extremos de acceso/egreso de una escalera fija, independientemente de que la escalera tenga una única longitud ininterrumpida o esté formada por múltiples secciones. Esta distancia vertical total se determina incluyendo todos los espacios entre todos los escalones o peldaños de la escalera y todos los demás espacios verticales que intervienen entre los puntos extremos de acceso/egreso.

Inclinación: Ángulo (agudo) entre la horizontal y la escalera, medido del lado de la escalera opuesto al lado utilizado para el ascenso.

Plataforma: Superficie que se utiliza como lugar de trabajo o descanso.

Escalera de rieles: Escalera fija que está formada por rieles laterales unidos por peldaños a intervalos regulares.

Dispositivo de seguridad para la escalada: Sistema de apoyo que puede consistir en un cable o un riel rígido unido a la estructura.

Arnés de seguridad: Arnés para todo el cuerpo unido a un dispositivo limitador de las caídas.

Manga de seguridad: Parte de un dispositivo de seguridad para la escalada de una escalera consistente en el componente móvil con un mecanismo de traba que se desliza sobre el riel portador y se utiliza para conectar el riel portador al cinturón de seguridad.

Escalera de lado: Escalera de rieles en la cual para llegar a un descanso es necesario pisar hacia el lado.

Pernos para peldaños: Elemento circular o plano que tiene uno de sus extremos fijados a la estructura y que está provisto de medios para evitar que el pie se resbale.

Escalera de paso: Escalera de rieles en la cual para llegar a un descanso es necesario pasar a través de la escalera.

Tablón de pie: Barrera que se instala a lo largo de los bordes expuestos de una plataforma o descanso.

12.3 Disposiciones generales

A menos que se requiera lo contrario, las estructuras que soportan antenas de más de 10 ft [3 m] de altura y las antenas diseñadas para ser escaladas deberán estar provistas de al menos una instalación para ascenso con un dispositivo de seguridad para la escalada.

Para asegurar la compatibilidad con la manga de seguridad que utilizan los escaladores, el sistema de sujeción de cables de los dispositivos de seguridad para la escalada deberá tener un estampado o rótulo de identificación metálico grabado en la base de la estructura que indique el tipo y tamaño del cable.

Para minimizar los requisitos de tamaño de las mangas de seguridad, para los sistemas de sujeción de cables se considerarán estándares los cables de diámetro 3/8 in. [10 mm].

Notas:

1. Cuando un dispositivo de seguridad para la escalada no sea continuo en toda la altura de la estructura, deberá haber anclajes para escaladores disponibles con una separación máxima de 4 ft [1.2 m] en toda la altura que no esté no equipada con dispositivos de seguridad para la escalada.
2. Cuando se provean múltiples instalaciones para ascenso, no será necesario proveer un dispositivo de seguridad para la escalada en cada una de las mismas. El dispositivo de seguridad para la escalada se deberá proveer en la instalación para ascenso que sea continua en toda la altura de la estructura.
3. Debido a la necesidad de realizar mantenimiento en diferentes puntos de la estructura, no se recomienda utilizar jaulas para escaleras y lazos en las estructuras de comunicaciones. En caso que se provean no requerirán un dispositivo de seguridad para la escalada separado.
4. No será necesario instalar dispositivos de seguridad para la escalada en toda la altura de una estructura si su instalación podría afectar negativamente el desempeño de una antena. En este caso, la estructura deberá estar provista de un letrero de advertencia o bien se deberán proveer anclajes para escaladores de acuerdo con los requisitos de la Nota 1.
5. No será necesario que las estructuras que no hayan sido diseñadas para ser escaladas ni estén equipadas con instalaciones para ascenso en toda su altura (es decir, las estructuras que no han sido diseñadas para ser escaladas

y en las cuales el mantenimiento se realiza usando otros medios de acceso) tengan letreros de advertencia.

12.4 Requisitos de resistencia

A las cargas nominales aquí especificadas se les deberá aplicar un factor de carga, $\alpha_L = 1.5$:

La mínima carga nominal sobre los escalones o peldaños individuales deberá ser igual a una carga concentrada normal de 250 lb [1.1 kN] aplicada en la ubicación y dirección más desfavorables.

La mínima carga nominal sobre las escaleras deberá ser igual a 500 lb [2.2 kN] verticales y 100 lb [445 N] horizontales aplicadas simultáneamente, concentrada en la ubicación más desfavorable entre puntos de fijación a la estructura consecutivos.

La carga nominal en las plataformas de descanso o en los soportes para antenas diseñados como accesibles deberá ser igual a 250 lb [1.1 kN].

Además de las cargas permanentes, la mínima sobrecarga nominal uniforme en las plataformas de trabajo deberá ser igual a 25 libras por pie cuadrado [1.2 kPa] en la totalidad del área de trabajo, pero nunca menor que una carga nominal de 500 lb [2.2 kN].

La mínima sobrecarga nominal concentrada en una baranda deberá ser igual a 150 lb [670 N] aplicada en cualquier dirección. La mínima sobrecarga nominal uniforme en una baranda deberá ser igual a 40 lb/ft [580 N/m] aplicada en cualquier dirección (no concurrente con la carga concentrada).

Los dispositivos de seguridad para la escalada deberán satisfacer los requisitos de la Sección 7.0 de la norma ANSI A14.3-1992. Los puntos de anclaje de los dispositivos de seguridad para la escalada tipo cable se deberán diseñar para una carga vertical nominal de 2700 lb [12 kN]. Para los dispositivos de seguridad para la escalada tipo riel que no están unidos a la escalera, los soportes de la escalera deberán estar diseñados para una carga vertical nominal de 1400 lb [6 kN] por cada 20 ft [6 m] de longitud.

La mínima carga vertical nominal en un anclaje para escaladores deberá ser de 3300 lb [14.7 kN].

Notas:

1. No es necesario considerar los requisitos de resistencia para las instalaciones de ascenso y trabajo conjuntamente con cualquier otra combinación de cargas.
2. La resistencia nominal a la flexión de un perno para peldaños roscado se deberá determinar de acuerdo con 4.7.1 usando un módulo resistente plástico,

Z, basado en el diámetro de la raíz traccionada del perno para peldaños (ver 4.9.9).

12.5 Requisitos dimensionales

Para determinar los requisitos dimensionales, las instalaciones para ascenso y trabajo se deberán clasificar de acuerdo con la Tabla 12-1 (Clase A o B). Excepto que se especifique lo contrario, los siguientes requisitos dimensionales se aplican a los sistemas de todas las clases:

- a) La separación entre centros de los peldaños, pernos para peldaños con separación alternada, o elementos estructurales utilizados para el ascenso deberá ser como mínimo igual a 10 in. [250 mm] y como máximo 16 in. [406 mm]; para los sistemas Clase A, la separación deberá permanecer uniforme en una longitud de ascenso continua con una tolerancia de ± 1 in. [25 mm].
- b) La separación libre entre los rieles laterales no deberá ser menor que 12 in. [300 mm]; si se utiliza un riel de seguridad, la separación libre se deberá aumentar sumando el ancho de dicho riel de seguridad.
- c) Todos los peldaños, travesaños, escalones, pernos para peldaños y rieles deberán estar libres de astillas, bordes filosos, rebabas o proyecciones que pudieran representar un peligro.
- d) Los pernos para peldaños no deberán tener menos de 0.625 in. [16 mm] de diámetro.
- e) Los peldaños no deberán tener menos de 0.625 in. [16 mm] de ancho, los peldaños circulares no deberán tener más de 1.50 in. [38 mm] de diámetro, y los peldaños planos no deberán tener más de 2.0 in. [50 mm] de ancho.
- f) El ancho libre de los pernos para peldaños no deberá ser menor que 4.5 in. [110 mm]; se deberán tomar medidas para asegurar que el pie del escalador no pueda resbalarse del extremo de estos pernos.
- g) Para los sistemas Clase A, en los peldaños, escalones, pernos para peldaños u otros elementos de la torre que corresponda se deberá proveer un espacio libre mínimo igual a 4 in. [100 mm] verticalmente, 4.5 in. [110 mm] horizontalmente y 7 in. [180 mm] en profundidad.
- h) La separación horizontal entre los puntos de anclaje de los pernos para peldaños no deberá ser mayor que 24 in. [610 mm].
- i) Para los sistemas Clase A, se deberá proveer una luz libre mínima de 24 in. [610 mm] entre el eje de una instalación para ascenso y cualquier obstrucción del lado del escalador (ver Figura 12-1).

- j) La inclinación de una escalera o instalación para ascenso respecto de la horizontal deberá estar comprendida entre 90 y 60 grados. En ningún caso está permitido que la escalera o instalación para ascenso esté inclinada hacia el escalador.
- k) El tamaño de los escalones, peldaños y rieles laterales deberá ser uniforme dentro de una misma longitud de ascenso.
- l) La mínima altura de una baranda por encima de la superficie de una plataforma deberá ser de 42 in. [1070 mm].
- m) La máxima separación de las plataformas de descanso para las estructuras de más de 500 ft [152 m] deberá ser de 150 ft [46 m].

Nota: Las estructuras que no satisfagan los requisitos de esta sección deberán estar provistas de letreros de advertencia.

12.6 Anclajes para escaladores

El Anexo I contiene ejemplos de anclajes para escaladores adecuados.

12.7 Plataformas

Para las plataformas de las antenas y estructuras que soportan antenas no se requieren tablonces de pie. En las plataformas en las cuales no se proveen anclajes para escaladores se requieren barandas.

Tabla 12-1: Clasificación de las instalaciones de ascenso y trabajo

Usuario	Clase
Escaladores autorizados (básicos) o competentes (especializado)	A
Solo escaladores competentes (especializados):	B

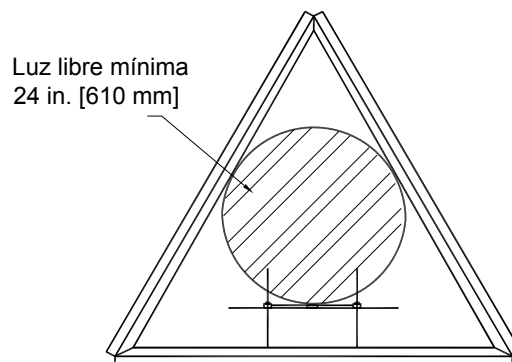


Figura 12-1: Mínima luz libre para los sistemas Clase A

13.0 PLANOS, TOLERANCIAS EN EL ARMADO Y SEÑALIZACIÓN

13.1 Alcance

El propósito de esta sección es definir los requisitos para los planos, tolerancias en el armado y señalización apropiados para las estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma. Esta sección no se ocupa de la seguridad y la estabilidad de la estructura durante su armado y montaje, las cuales son responsabilidad del armador y dependen de los medios y métodos elegidos por el armador.

13.2 Planos

Se deberán proporcionar planos completos, planos de montaje u otra documentación que muestra la señalización y detalles necesarios para el correcto armado e instalación de los componentes, incluyendo los tamaños de los elementos, la resistencia a la fluencia de diseño de los elementos estructurales, y el grado de los bulones estructurales requeridos. Las reacciones de las fundaciones, cuando se provean, se deberán basar en las cargas mayoradas.

Los planos de la torre deberán detallar la altura de cada accesorio, la calidad de las antenas, el modelo o tipo de las antenas, la cantidad de soportes, el tipo de soportes y el tamaño de línea que se consideró en el análisis estructural. Alternativamente, se podrá proveer el área proyectada efectiva total representativa de todas las antenas y soportes en cada nivel, junto con los tamaños de línea asociados.

Los planos de la torre deberán detallar los siguientes datos del predio utilizados en el análisis estructural:

1. Velocidad básica del viento (ráfaga de viento de 3 segundos, período de retorno de 50 años) sin hielo.
2. Velocidad básica del viento (período de retorno de 50 años) con hielo.
3. Espesor de hielo de diseño (período de retorno de 50 años).
4. Categoría de exposición (B, C o D) para el predio especificado.
5. Clasificación de la estructura (I, II o III).
6. Categoría topográfica (1, 2, 3, 4 o 5).
7. Aceleración de respuesta espectral sísmica de diseño para períodos cortos.
8. Reacciones de las fundaciones para las combinaciones de cargas consideradas.
9. Parámetros de diseño del suelo o fuentes de donde se obtuvieron los datos.

13.3 Tolerancias

13.3.1 Altura total

La altura total de una estructura ensamblada no deberá diferir en más de +1% ni – 1/2% de la altura especificada, sin que estos valores excedan +5 ft [1.5 m] o –2 ft [0.6 m].

13.3.2 Tensiones en las riendas

La máxima desviación respecto de la tensión de diseño inicial en un anclaje, corregida para considerar la temperatura ambiente, deberá ser de (i) $\pm 10\%$ para riendas de diámetro menor o igual que 1 in. [25 mm] y (ii) $\pm 5\%$ para riendas de más de 1 in. [25 mm] de diámetro.

13.3.3 Verticalidad

La distancia horizontal entre los ejes verticales en dos niveles cualquiera en toda la altura de la estructura no deberá ser mayor que 0.25 por ciento de la distancia vertical entre los dos niveles en el caso de las estructuras de celosía o 0.50 por ciento en el caso de las estructuras tubulares tipo monoposte.

13.3.4 Torsión

La torsión entre dos niveles cualquiera en toda la altura de la estructura no deberá ser mayor que 0.5 grados por cada 10 ft [3 m]. La máxima torsión en toda la altura de la estructura no deberá ser mayor que 5 grados.

13.3.5 Empalme deslizante

La tolerancia para la longitud de un empalme deslizante no deberá ser mayor que $\pm 10\%$ de la longitud de diseño del empalme deslizante. Los empalmes se deberán apretar para asegurar que su contacto sea firme.

13.3.6 Linealidad

La linealidad de los elementos individuales deberá estar dentro de una tolerancia igual a 1/500 por la longitud entre puntos apoyados lateralmente, pero no más estricta que 1/16 in. [1.6 mm].

13.3.7 Mediciones

Las mediciones se deberán realizar en un momento en que la velocidad del viento sea menor que 10 mph [4.5 m/s], a nivel del terreno, sin hielo sobre la estructura y las riendas, y sin efectos de distorsión solar.

13.3.8 Dispositivos de tesado

Para las instalaciones iniciales, una vez que la estructura esté a plomo y se hayan establecido las tensiones en las riendas, el mínimo ajuste de tesado disponible será:

- a) 6 in. [152 mm] para riendas cuyo diámetro nominal sea menor o igual que 0.5 in. [13 mm];
- b) 10 in. [254 mm] para riendas cuyo diámetro nominal sea mayor que 0.5 in. [13 mm].

13.4 Marcación

A excepción de los elementos de ferretería, todos los elementos estructurales o conjuntos estructurales soldados, deberán tener un número de pieza. Los números de pieza deberán coincidir con los planos de montaje. El número de pieza debe estar fijado al elemento (estampado, letras soldadas, estampado sobre una placa soldada al elemento, etc.) antes de aplicar cualquier revestimiento protector. La altura de los caracteres de los números de pieza deberá ser como mínimo 0.50 in. [13 mm].

14.0 EVALUACIÓN DEL ESTADO DE MANTENIMIENTO Y LA CONDICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

14.1 Alcance

Esta sección se ocupa de la evaluación del estado de mantenimiento y la condición de las estructuras.

14.2 Intervalos máximos

La evaluación del estado de mantenimiento la condición de una estructura se deberá realizar de la siguiente manera:

- a) A intervalos de tres años en el caso de los mástiles atirantados y a intervalos de cinco años en el caso de las estructuras autosoportadas.
- b) Después de tormentas de viento y/o hielo u otras condiciones extremas.
- c) Es posible que las estructuras Clase III y las estructuras ubicadas en zonas costeras, en ambientes corrosivos o en áreas sujetas a frecuentes actos de vandalismo requieran inspecciones más frecuentes.

El Anexo J contiene lineamientos para la evaluación del estado de mantenimiento y la condición de las estructuras.

15.0 ESTRUCTURAS EXISTENTES

15.1 Alcance

Esta sección se ocupa de la evaluación y modificación de las estructuras existentes.

15.2 Definiciones

Documentación de diseño: Documentos que indican el diseño propuesto y los detalles relacionados para la modificación de una estructura existente, incluyendo el refuerzo o el reemplazo de elementos existentes y/o sus uniones.

Estructura existente: Estructura que ya ha sido montada.

Planos de taller: Planos requeridos para fabricar los componentes necesarios para una modificación propuesta de una estructura existente, incluyendo las longitudes de corte de los elementos, el tamaño de los orificios, las distancias a los bordes, las tolerancias, los detalles de las soldaduras y otros detalles de fabricación relacionados.

Análisis estructural de factibilidad: Revisión preliminar para determinar la estabilidad global y la aptitud de los elementos estructurales principales de una estructura existente para soportar una modificación propuesta de acuerdo con esta Norma.

Documentación de implementación: Documentos que indican los procedimientos de implementación para un cambio y/o modificación propuesta para una estructura existente, incluyendo los aparejos, apoyos temporarios requeridos y otras consideraciones constructivas relacionadas para asegurar la seguridad y estabilidad de la estructura existente durante la construcción.

Análisis estructural riguroso: Análisis estructural exhaustivo para determinar la estabilidad global y la aptitud de los elementos estructurales, fundaciones y uniones de una estructura existente para soportar una modificación propuesta de acuerdo con esta Norma.

Aparejos: Equipos y técnicas usadas durante la instalación y modificación de la estructura y/o sus accesorios.

15.3 Clasificación

La clasificación de las estructuras existentes se deberá determinar de acuerdo con la Tabla 2-1, considerando el requisito de confiabilidad de la estructura en base al uso del suelo alrededor de la estructura y los requisitos de desempeño de los servicios prestados.

15.4 Modificación de condiciones que requieren un análisis estructural

Como mínimo, independientemente de la norma utilizada en el diseño original de la estructura, las estructuras se deberán analizar de acuerdo con esta Norma cuando se produzca cualquiera de las condiciones siguientes:

- a) Cambio del tipo, tamaño o número de accesorios tales como antenas, líneas de transmisión, plataformas, escaleras, etc.
- b) Modificaciones estructurales en la estructura, excepto las de mantenimiento.
- c) Modificación de los requisitos de serviciabilidad.
- d) Modificación de la clasificación de la estructura para pasar a una clase superior de acuerdo con la Tabla 2-1.

Nota: A menos que se produzca una modificación tal como se define en el apartado anterior, no será necesario analizar nuevamente las estructuras existentes cada vez que se publique una revisión de la presente norma.

15.5 Análisis estructural

15.5.1 Análisis estructural de factibilidad

Los análisis estructurales de factibilidad se utilizan como revisión preliminar para identificar el impacto de las modificaciones propuestas. Este tipo de análisis determina la estabilidad global y la aptitud de los elementos estructurales principales para soportar un cambio propuesto. La aceptación del cambio se deberá basar en un análisis estructural riguroso de acuerdo con 15.5.2. Los análisis estructurales de factibilidad no incluyen la evaluación de las uniones y pueden considerar que la estructura ha sido correctamente instalada y mantenida.

Se pueden comparar las reacciones de un análisis estructural de factibilidad con las reacciones del diseño original para identificar el impacto de las modificaciones propuestas sobre las fundaciones. Cuando las reacciones del diseño original se basen en un procedimiento de diseño por tensiones admisibles, las reacciones originales se deberán multiplicar por un factor igual a 1.35 para poder compararlas con las reacciones determinadas de acuerdo con esta Norma.

15.5.2 Análisis estructural riguroso

Los análisis estructurales rigurosos se utilizan para determinar la aceptación final de cambios o modificaciones requeridos. Este tipo de análisis determina la estabilidad global y la aptitud de los elementos estructurales, las fundaciones y los detalles de las uniones. Los análisis estructurales rigurosos pueden considerar que la estructura ha sido correctamente instalada y mantenida.

Para realizar un análisis riguroso de una fundación se requieren datos geotécnicos y de las fundaciones específicos del predio.

Nota: Ciertos detalles de las fundaciones y de las uniones (como por ejemplo el tamaño de las soldaduras internas de las uniones de alas con bridas) no se pueden determinar sin desarmar la estructura o realizar exhaustivos ensayos no destructivos en obra. Las hipótesis asumidas respecto de este tipo de detalles se deberán documentar junto con los resultados del análisis estructural riguroso.

15.5.3 Fuentes de información

Para representar la estructura existente se deberá utilizar información suficientemente actualizada. La información necesaria para realizar una evaluación se puede obtener de las siguientes fuentes:

- a. Análisis estructurales previos
- b. Planos de instalación, listas de materiales y planos de taller
- c. Informes geotécnicos
- d. Planos de relevamiento de la instalación original y/o modificaciones posteriores
- e. Relevamientos de campo, mediciones y/o ensayos de materiales (ver Anexo J)
- f. Listados de accesorios existentes y propuestos

15.5.4 Informes de los análisis estructurales

Los informes de los análisis estructurales deberán especificar el tipo de análisis (de factibilidad o riguroso). Los informes de los análisis de factibilidad deberán indicar que la aceptación final de las modificaciones se deberá basar en un análisis estructural riguroso.

15.6 Excepciones

Al investigar una modificación para una estructura existente originalmente diseñada de acuerdo con una revisión anterior de esta Norma, dicha estructura estará exenta de los requisitos de esta Norma referentes a fabricación e instalación.

Al investigar una modificación para una estructura existente originalmente diseñada de acuerdo con una revisión anterior de esta Norma, dicha estructura también estará exenta de los requisitos de resistencia de esta Norma:

- a. Sección 3.7, corte y torsión en el mástil: No es necesario aplicar el requisito del 40%
- b. Sección 4.4.1, mínima resistencia del arriostramiento: Se podrá usar $P_r = 1.5\% F_s$
- c. Sección 4.6.2, elementos de arriostramiento solicitados exclusivamente a tracción
- d. Sección 4.9.2, restricción de las arandelas de seguridad para estructuras de más de 1200 ft [366m]

- e. Sección 4.9.7, mínima capacidad de los empalmes en puntales solicitados a tracción
- f. Sección 7.6.4, articulación de las riendas
- g. Sección 8.3, aisladores: No es necesario aplicar la carga de prueba a los aisladores existentes
- h. Sección 10.0, puesta a tierra de protección
- i. Sección 12.0, requisitos referentes a las instalaciones para ascenso

15.7 Modificación de estructuras existentes

15.7.1 Diseño

Las modificaciones a las estructuras existentes se deberán basar en un análisis estructural riguroso. Se deberá preparar un documento de diseño indicando los refuerzos propuestos para elementos y/o uniones existentes y todos los elementos adicionales propuestos.

Antes de implementar el cambio o modificación se deberán validar todos los datos indicados en la documentación de diseño que requieran verificación.

16.0 INSTALACIÓN

Los aparejos y apoyos temporarios tales como riendas, riostras, puntales u otros elementos temporarios requeridos para el montaje/modificación deberán ser determinados, documentados, provistos e instalados por el armador, tomando en cuenta las cargas impuestas a la estructura como resultado del método constructivo propuesto.

ANEXO A: ADQUISICIÓN Y GUÍA PARA LOS USUARIOS (Normativo)

La intención de este Anexo es proveer ayuda para la adquisición de antenas y estructuras que soportan antenas diseñadas de acuerdo con la Norma ANSI/TIA-222-G. La numeración de las secciones de este Anexo se corresponde con la numeración de las secciones de la Norma, a las cuales se les ha antepuesto el prefijo "A".

Se proporcionan parámetros de diseño por defecto apropiados para las secciones de referencia con el objetivo de simplificar los pliegos de condiciones para la adquisición de una estructura. A menos que los pliegos de condiciones para la adquisición de una estructura determinen lo contrario, la intención es que el diseño se base en los parámetros de diseño por defecto presentados en este anexo. Además, se hace referencia a algunas secciones para las cuales muchas veces, al preparar los pliegos de condiciones para la adquisición de una estructura, se requieren requerimientos de diseño específicos del predio.

A.2.0 Cargas

Las cargas específicas de un predio o los códigos de construcción locales pueden imponer requisitos más exigentes que los requisitos de carga mínimos especificados en la Norma. Estos y otros requisitos de cargas o combinaciones de cargas singulares se deberán incluir en los pliegos de condiciones.

A.2.2 Clasificación de las estructuras

La Norma clasifica a las estructuras en tres clases en base a criterios de confiabilidad.

La clasificación por defecto de las estructuras es Clase II.

Las siguientes descripciones indican la clasificación apropiada para las estructuras nuevas en base al tipo de servicio que han de prestar:

Clase I: Estructuras utilizadas para servicios opcionales o en las cuales una demora en la prestación de los servicios sería aceptable, tales como: comunicaciones inalámbricas residenciales y comunicaciones de radio bidireccionales convencionales; recepción de televisión, radio y escáner; cable inalámbrico; comunicaciones de radioaficionados y radiocomunicaciones en banda ciudadana.

Clase II: Estructuras utilizadas para servicios que se pueden prestar por otros medios, tales como: comunicaciones inalámbricas comerciales; transmisión de radio y televisión; comunicaciones celulares, PCS, CATV y por microondas.

Clase III: Estructuras utilizadas principalmente para comunicaciones esenciales, tales como: defensa civil o nacional; operaciones de emergencia, rescates o casos de desastre; instalaciones militares y de navegación.

A.2.3.2 Combinaciones de cargas en estado límite de resistencia

La Norma se basa en el diseño por estados límite y especifica factores de carga apropiados que se han de aplicar a las cargas nominales definidas en la Norma. Cuando se especifiquen requisitos de carga suplementarios para condiciones de "supervivencia", se deberán usar factores de carga, factores de ráfaga, factor de conversión para estado límite para el hielo, y factores de direccionalidad como mínimo iguales a 1.0. A menos que los pliegos de condiciones especifiquen lo contrario, las estructuras también se deberán diseñar para los factores de carga y cargas nominales contenidas en la Norma. Para las ubicaciones no incluidas en el Anexo B, la mínima velocidad básica del viento considerada para las cargas nominales deberá ser una ráfaga de 3 segundos de 75 mph [34 m/s] o se deberá determinar de acuerdo con la Sección 2.6.4.1 para la ubicación específica del predio.

A.2.4 Efectos térmicos

La Norma especifica una reducción de la temperatura de 50°F [28°C] para las condiciones de carga que incluyen hielo. Puede que en base a los requisitos específicos del predio sea necesario realizar una reducción mayor, en cuyo caso ésta se ha de incluir en los pliegos de licitación.

A.2.6.4 Velocidad básica del viento y espesor de hielo de diseño

La Norma se basa en velocidades del viento correspondientes a ráfagas de 3 segundos y espesores de hielo glaseado radial. Para poder utilizarlas con la Norma, las velocidades del viento que hayan sido promediadas sobre períodos de tiempo diferentes se deberán convertir en velocidades correspondientes a una ráfaga de viento de 3 segundos. (Ver los factores de conversión de la velocidad del viento en el Anexo L.)

Cuando para una ubicación determinada así corresponda, los pliegos de condiciones deberán incluir las cargas suplementarias de escarcha y hielo en las nubes (incluyendo su espesor, densidad, intensificación con la altura y velocidad del viento correspondiente).

A.2.6.5 Categorías de exposición

La categoría de exposición por defecto es la categoría C.

A.2.6.6 Categorías topográficas

La categoría topográfica por defecto es la categoría 1.

Para las categorías topográficas 2, 3 y 4, la altura de la característica topográfica se deberá incluir en los pliegos de condiciones.

Para utilizar la categoría topográfica 5 se requiere información detallada del predio. La Norma ASCE 7-02 –Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras– contiene una metodología para determinar los criterios del efecto de aceleración del viento en base a datos específicos del predio.

A menos que los pliegos de condiciones especifiquen lo contrario, para los mástiles atirantados en cualquier categoría topográfica la cota de los soportes de los anclajes de las riendas a nivel del terreno se deberá tomar a la misma altura que la base del mástil.

Cuando exista una diferencia de altura relativa entre la base de un mástil atirantado y los soportes de los anclajes de las riendas a nivel del terreno, dicha diferencia se deberá incluir en los pliegos de condiciones. Alternativamente, junto con los pliegos de condiciones se podrá proveer un relevamiento topográfico. Para poder modelar un mástil atirantado correctamente de acuerdo con la Norma se requieren las alturas relativas. Observar que aunque una estructura esté ubicada en un terreno sin cambios abruptos (Categoría 1), pueden existir diferencias de cota significativas entre los soportes de los anclajes de las riendas a nivel del terreno y la base del mástil.

A.2.6.6.3 Estructuras instaladas sobre edificios u otras estructuras

Los pliegos de condiciones deberán incluir la altura de la estructura de apoyo a fin de poder determinar correctamente las carga de diseño de acuerdo con la Norma. Además, para los mástiles atirantados, también deberán incluir las ubicaciones de los soportes de los anclajes de las riendas.

A.2.6.9.5 Líneas de transmisión instaladas en grupos o bloques

La distribución de las líneas en una estructura de celosía afecta significativamente las cargas de viento aplicadas a las estructuras. Por defecto, las líneas se pueden distribuir entre múltiples caras en grupos o bloques a fin de minimizar las cargas de viento sobre la estructura. Cuando se requieran otras disposiciones, la distribución y ubicación de las líneas deberán estar detalladas en los pliegos de condiciones.

A.2.6.9.6 Presión dinámica

La constante 0.00256 [0.613] se basa en la densidad de la masa de aire en una atmósfera normal, la cual por definición corresponde a una temperatura de 59°F [15°C] y una presión a nivel del mar de 29.9 pulgadas de mercurio [101.3 kPa]. La densidad de la masa de aire varía en función de la altitud, la latitud, la temperatura, el clima y la estación. A menos que los pliegos de condiciones especifiquen lo contrario, la intención de la norma es que para determinar las presiones dinámicas se utilice el valor numérico de 0.00256 [0.613].

A.2.7.3 Disposiciones generales (cargas sísmicas)

A los fines del análisis sismorresistente, la clase de predio por defecto es la Clase D.

A.2.8 Requisitos de serviciabilidad

Las cargas de servicio y límites de deformación especificados en la Norma son los requisitos mínimos para las estructuras de comunicación. Cuando para una aplicación determinada se requieran requisitos más severos, los pliegos de condiciones deberán especificar la velocidad básica del viento para el estado límite de servicio y, si fuera

necesario, el espesor de hielo de diseño para el estado límite de servicio, los límites de deformación (torsión, ladeo y desplazamiento horizontal), y la ubicación/altura a partir de la cual se aplican estos límites.

Por defecto, las deformaciones por torsión y ladeo en los puntos de montaje de las antenas de microondas no deberán ser mayores que los valores especificados en el Anexo D en base a una degradación total admisible del nivel de la señal de radiofrecuencia de 10 dB.

A.5.6.6 Anclajes de las riendas (Control de la corrosión)

A menos que junto con los pliegos de condiciones se provea un informe geotécnico que indique las propiedades corrosivas del suelo (resistividad eléctrica y pH), la condición del suelo por defecto será la correspondiente a un suelo no corrosivo.

La Norma especifica que cuando hay anclajes de acero en contacto directo con el suelo se debe proveer un control de la corrosión mínimo. Cualquier requisito de control de la corrosión adicional se deberá incluir en los pliegos de condiciones.

A.5.6.7 Postes embebidos en el terreno (Control de la corrosión)

A menos que junto con los pliegos de condiciones se provea un informe geotécnico que indique las propiedades corrosivas del suelo (resistividad eléctrica y pH), la condición del suelo por defecto será la correspondiente a un suelo no corrosivo.

La Norma especifica que para los postes embebidos en el terreno se debe proveer un control de la corrosión mínimo. Cualquier requisito de control de la corrosión adicional se deberá incluir en los pliegos de condiciones.

A.7.5 Amortiguadores de las riendas

La Norma especifica requisitos mínimos para los amortiguadores de riendas de alta frecuencia. Debido a que dependen de variables específicas del sitio y el ambiente, las vibraciones de alta frecuencia y baja amplitud (vibración eólica) y las vibraciones de baja frecuencia y alta amplitud (galope) son difíciles de anticipar antes de instalar una estructura. Se pueden instalar amortiguadores de alta y baja cuando sean necesarios. Los requisitos referentes a amortiguadores adicionales se deberán incluir en los pliegos de condiciones.

A.9.0 Fundaciones y anclajes

Esta Norma hace referencia a los parámetros presuntos del suelo contenidos en el Anexo F, los cuales se podrán utilizar para diseñar las fundaciones y anclajes cuando no haya informes geotécnicos disponibles para estructuras Clase I o Clase II. El propietario o el representante del propietario deberían investigar las condiciones reales del predio antes de instalar las fundaciones y anclajes diseñados de acuerdo con los parámetros presuntos del suelo. A menos que los pliegos de condiciones especifiquen lo contrario, el tipo de suelo por defecto será arcilla. A menos que los pliegos de

condiciones especifiquen lo contrario, cuando la ubicación del predio sea indeterminada la profundidad de las heladas por defecto será de 3.5 ft [1.1 m].

Las fundaciones y anclajes podrán ser diseñados por un tercero una vez que se haya finalizado el diseño de la estructura. El correcto desarrollo de las varillas de anclaje y anclajes provistos con una estructura deberá ser verificado por el ingeniero a cargo de las fundaciones. Los requisitos específicos del predio que se requieren para diseñar los anclajes, tales como estructuras instaladas sobre techos, encepados u otras situaciones similares, se deberán incluir en los pliegos de condiciones.

A.10.0 Puesta a tierra de protección

La Norma proporciona requisitos de puesta a tierra para limitar los daños a la estructura o las fundaciones que podrían provocar corrientes de falla elevadas. Cualquier sistema de puesta a tierra alternativo o especial o cualquier requisito de puesta a tierra particular para la protección de equipos o accesorios específicos se deberán indicar en los pliegos de condiciones.

Los siguientes sistemas de puesta a tierra se considerarán configuraciones de puesta a tierra por defecto. El propietario o el representante del propietario deberían verificar que la resistencia total no supere los 10 ohms en base a las condiciones del suelo realmente presente en el predio. Es posible que se requieran electrodos de puesta a tierra adicionales.

Para los mástiles atirantados la configuración por defecto será un mínimo de tres electrodos de puesta a tierra instalados simétricamente alrededor de la base de la estructura con una separación mínima de 20 ft [6 m], cada uno de ellos conectado simétricamente a la base de la estructura. En cada anclaje se deberá instalar y conectar como mínimo un electrodo de puesta a tierra.

Para las estructuras autosoportadas la configuración de la puesta a tierra por defecto será un mínimo de seis electrodos de puesta a tierra instalados simétricamente alrededor de la base de la estructura con una separación mínima de 20 ft [6 m]. En las estructuras de celosía como mínimo se deberá conectar como mínimo un conductor a cada pata, mientras que en las estructuras tipo monoposte se deberán conectar a la base como mínimo tres conductores simétricamente.

A.11.0 Señalización de las obstrucciones

Cualquier requisito referente a la señalización de las obstrucciones se deberá incluir en los pliegos de condiciones. La condición por defecto es que no es necesario señalar las obstrucciones.

A.12.0 Instalaciones para ascenso y trabajo

Por defecto, las instalaciones para ascenso y trabajo se clasifican como Clase B.

La Norma especifica requisitos mínimos para las instalaciones de ascenso y plataformas de trabajo, considerando que a la estructura solo accederá personal

competente (especializado) o autorizado (básico). Los requisitos adicionales referentes a las instalaciones para ascenso y plataformas de trabajo se deberán incluir en los pliegos de condiciones.

A.15.3 Clasificación de las estructuras existentes

La clasificación por defecto de las estructuras existentes es Clase II.

ANEXO B: LISTADO DE CRITERIOS DE DISEÑO POR CONDADO (Normativo)

Estado	Condado	Min. veloc. básica del viento V (mph)	Máx. veloc. básica del viento V (mph)	Min. veloc. básica del viento con hielo V _i (mph)	Máx. veloc. básica del viento con hielo V' (mph)	Min. espesor de hielo de diseño t _i (in)	Máx. espesor de hielo de diseño t _i (in)	Prof. de las heladas de diseño (in)	Min. S _s	Máx. S _s	Notas
AK	ALEUTIANS EAST	130	130	70	70	0.25	0.25	-	0.72	1.91	2, 3
AK	ALEUTIANS WEST	130	130	70	70	0.25	0.25	-	0.24	2.36	2, 3
AK	ANCHORAGE	90	105	60	60	0.25	0.25	-	1.43	1.78	2, 3
AK	BETHEL	90	130	60	70	0.25	0.25	-	0.05	0.93	2, 3
AK	BRISTOL BAY	100	130	70	70	0.25	0.25	-	0.50	0.68	2, 3
AK	DENALI	90	90	60	60	0.00	0.25	-	0.88	2.18	2, 3
AK	DILLINGHAM	100	130	50	70	0.25	0.25	-	0.15	0.46	2, 3
AK	FAIRBANKS NORTH STAR	90	90	60	60	0.00	0.25	-	0.29	1.13	2, 3
AK	HAINES	90	100	50	50	0.25	0.25	-	0.56	1.27	2, 3
AK	JUNEAU	90	110	60	60	0.25	0.25	-	0.25	1.20	2, 3
AK	KENAI PENINSULA	90	120	60	60	0.25	0.25	-	0.65	1.81	2, 3
AK	KETCHIKAN GATEWAY	100	120	50	50	0.25	0.25	-	0.16	0.32	2, 3
AK	KODIAK ISLAND	110	130	60	60	0.25	0.25	-	1.11	1.83	2, 3
AK	LAKE AND PENINSULA	100	130	60	70	0.25	0.25	-	0.31	1.41	2, 3
AK	MATANUSKA SUSITNA	90	90	60	60	0.00	0.25	-	0.87	1.87	2, 3
AK	NOME	130	130	70	80	0.25	0.25	-	0.07	0.64	2, 3
AK	NORTH SLOPE	90	130	60	80	0.25	0.25	-	0.01	0.75	2, 3
AK	NW ARCTIC - KOBUK	100	130	60	80	0.25	0.25	-	0.27	0.91	2, 3
AK	PRINCE WALES KETCHIKAN	90	125	50	50	0.25	0.25	-	0.12	1.12	2, 3
AK	SITKA	100	120	50	50	0.25	0.25	-	0.64	2.01	2, 3
AK	SKAGWAY YAKUTAT ANGOON	90	115	50	50	0.25	0.25	-	0.17	2.18	2, 3
AK	SOUTHEAST FAIRBANKS	90	90	60	60	0.00	0.25	-	0.19	2.18	2, 3
AK	VALDEZ CORDOVA	90	110	50	60	0.00	0.50	-	0.56	2.18	2, 3
AK	WADE HAMPTON	120	130	60	80	0.25	0.25	-	0.14	0.59	2, 3
AK	WRANGELL PETERSBURG	100	110	50	50	0.25	0.25	-	0.12	0.97	2, 3
AK	YUKON KOYUKUK	90	130	60	70	0.00	0.25	-	0.17	1.11	2, 3
AL	AUTAUGA	95	100	30	30	0.25	0.25	10	0.17	0.19	-
AL	BALDWIN	115	150	30	30	0.25	0.25	5	0.10	0.15	-
AL	BARBOUR	95	105	30	30	0.25	0.25	5	0.13	0.15	-
AL	BIBB	90	95	30	30	0.25	0.25	10	0.22	0.27	-
AL	BLOUNT	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.31	0.34	-
AL	BULLOCK	95	100	30	30	0.25	0.25	5	0.13	0.16	-
AL	BUTLER	100	105	30	30	0.25	0.25	5	0.13	0.15	-
AL	CALHOUN	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.28	0.38	-
AL	CHAMBERS	90	95	30	30	0.25	0.50	10	0.18	0.23	-
AL	CHEROKEE	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.35	0.47	-
AL	CHILTON	90	95	30	30	0.25	0.25	10	0.19	0.26	-
AL	CHOCTAW	100	105	30	30	0.25	0.25	5	0.17	0.19	-
AL	CLARKE	100	115	30	30	0.25	0.25	5	0.14	0.18	-
AL	CLAY	90	90	30	30	0.25	0.25	10	0.23	0.29	-
AL	CLEBURNE	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.28	0.36	-
AL	COFFEE	105	110	30	30	0.25	0.25	5	0.12	0.13	-
AL	COLBERT	90	90	30	30	0.75	0.75	10	0.28	0.38	-
AL	CONECUH	105	115	30	30	0.25	0.25	5	0.12	0.14	-
AL	COOSA	90	95	30	30	0.25	0.25	10	0.19	0.26	-
AL	COVINGTON	105	120	30	30	0.25	0.25	5	0.11	0.13	-
AL	CRENSHAW	100	105	30	30	0.25	0.25	5	0.12	0.15	-
AL	CULLMAN	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.28	0.32	-
AL	DALE	100	110	30	30	0.25	0.25	5	0.12	0.13	-
AL	DALLAS	95	100	30	30	0.25	0.25	10	0.15	0.20	-
AL	DE KALB	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.35	0.48	-
AL	ELMORE	95	95	30	30	0.25	0.25	10	0.17	0.20	-
AL	ESCAMBIA	110	120	30	30	0.25	0.25	5	0.12	0.14	-
AL	ETOWAH	90	90	30	30	0.50	0.50	10	0.33	0.38	-
AL	FAYETTE	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.28	0.28	-
AL	FRANKLIN	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.28	0.33	-
AL	GENEVA	110	115	30	30	0.25	0.25	5	0.11	0.12	-
AL	GREENE	90	95	30	30	0.25	0.25	10	0.19	0.24	-

AL	HALE	95	95	30	30	0.25	0.25	10	0.18	0.24	-
AL	HENRY	100	105	30	30	0.25	0.25	5	0.12	0.13	-
AL	HOUSTON	105	110	30	30	0.25	0.25	5	0.11	0.12	-
AL	JACKSON	90	90	30	30	0.25	0.25	10	0.31	0.46	-
AL	JEFFERSON	90	90	30	30	0.25	0.25	10	0.27	0.33	-
AL	LAMAR	90	90	30	30	0.50	0.50	10	0.25	0.27	-
AL	LAUDERDALE	90	90	30	30	0.75	0.75	10	0.28	0.41	-
AL	LAWRENCE	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.28	0.29	-
AL	LEE	95	95	30	30	0.25	0.50	10	0.17	0.18	-
AL	LIMESTONE	90	90	30	30	0.75	0.75	10	0.28	0.29	-
AL	LOWNDES	100	100	30	30	0.25	0.25	5	0.14	0.17	-
AL	MACON	95	95	30	30	0.25	0.25	10	0.16	0.18	-
AL	MADISON	90	90	30	30	0.75	0.75	10	0.28	0.33	-
AL	MARENGO	95	105	30	30	0.25	0.25	10	0.17	0.19	-
AL	MARION	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.27	0.29	-
AL	MARSHALL	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.30	0.37	-
AL	MOBILE	115	150	30	30	0.25	0.25	5	0.11	0.15	-
AL	MONROE	105	115	30	30	0.25	0.25	5	0.13	0.16	-
AL	MONTGOMERY	95	100	30	30	0.25	0.25	10	0.14	0.18	-
AL	MORGAN	90	90	30	30	0.50	0.75	10	0.28	0.30	-
AL	PERRY	95	100	30	30	0.25	0.25	10	0.17	0.22	-
AL	PICKENS	90	95	30	30	0.25	0.50	10	0.21	0.26	-
AL	PIKE	100	105	30	30	0.25	0.25	5	0.13	0.15	-
AL	RANDOLPH	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.21	0.27	-
AL	RUSSELL	95	95	30	30	0.25	0.50	10	0.15	0.17	-
AL	SAINT CLAIR	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.30	0.34	-
AL	SHELBY	90	90	30	30	0.25	0.25	10	0.25	0.32	-
AL	SUMTER	95	100	30	30	0.25	0.25	10	0.18	0.22	-
AL	TALLADEGA	90	90	30	30	0.25	0.25	10	0.25	0.33	-
AL	TALLAPOOSA	90	95	30	30	0.25	0.25	10	0.17	0.25	-
AL	TUSCALOOSA	90	90	30	30	0.25	0.25	10	0.23	0.29	-
AL	WALKER	90	90	30	30	0.25	0.50	10	0.27	0.32	-
AL	WASHINGTON	105	115	30	30	0.25	0.25	5	0.14	0.18	-
WV	OHIO	90	90	30	40	0.50	0.75	40	0.13	0.13	2
WV	PENDLETON	90	90	30	30	0.50	0.75	30	0.18	0.20	2
WV	PLEASANTS	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.15	0.16	-
WV	POCAHONTAS	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.18	0.24	2
WV	PRESTON	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.15	0.17	2
WV	PUTNAM	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.19	0.22	-
WV	RALEIGH	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.25	0.37	2
WV	RANDOLPH	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.16	0.19	2
WV	RITCHIE	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.15	0.17	-
WV	ROANE	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.17	0.19	2
WV	SUMMERS	90	90	30	30	0.75	0.75	30	0.28	0.39	2
WV	TAYLOR	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.16	0.16	-
WV	TUCKER	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.16	0.18	2
WV	TYLER	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.14	0.15	-
WV	UPSHUR	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.16	0.18	2
WV	WAYNE	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.22	0.25	-
WV	WEBSTER	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.17	0.22	2
WV	WETZEL	90	90	30	30	0.50	0.50	40	0.14	0.15	-
WV	WIRT	90	90	30	30	0.50	0.50	30	0.16	0.17	-
WV	WOOD	90	90	30	30	0.50	0.75	30	0.16	0.17	-
WV	WYOMING	90	90	30	30	0.50	0.75	40	0.28	0.36	2
WY	ALBANY	90	90	50	50	0.00	0.25	60	0.22	0.45	2
WY	BIG HORN	90	90	30	30	0.00	0.25	80	0.18	0.38	1, 2
WY	CAMPBELL	90	90	30	30	0.25	0.25	70	0.17	0.42	2
WY	CARBON	90	90	30	30	0.00	0.00	70	0.24	0.42	2
WY	CONVERSE	90	90	30	30	0.00	0.25	60	0.25	0.45	2
WY	CROOK	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.12	0.27	2
WY	FREMONT	90	90	30	30	0.00	0.00	70	0.31	1.01	1, 2
WY	GOSHEN	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.14	0.26	2
WY	HOT SPRINGS	90	90	30	30	0.00	0.00	60	0.26	0.36	1, 2
WY	JOHNSON	90	90	30	30	0.00	0.25	60	0.27	0.42	1, 2
WY	LARAMIE	90	90	30	30	0.00	0.25	60	0.13	0.27	2
WY	LINCOLN	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.34	1.96	2
WY	NATRONA	90	90	30	30	0.00	0.25	50	0.31	0.42	1, 2
WY	NIOBRARA	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.19	0.30	-
WY	PARK	90	90	30	30	0.00	0.00	60	0.18	1.71	1, 2
WY	PLATTE	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.19	0.41	2

WY	SHERIDAN	90	90	30	30	0.00	0.25	60	0.18	0.34	1, 2
WY	SUBLETTE	90	90	30	30	0.00	0.25	70	0.35	1.51	1.2
WY	SWEETWATER	90	90	30	30	0.00	0.25	50	0.27	0.42	1.2
WY	TETON	90	90	30	30	0.00	0.25	50	0.62	1.69	2
WY	UINTA	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.35	1.85	2
WY	WASHAKIE	90	90	30	30	0.00	0.00	50	0.25	0.38	1, 2
WY	WESTON	90	90	30	30	0.25	0.25	60	0.17	0.28	2
DC	DISTRITO DE COLUMBIA	90	90	40	40	0.50	0.50	70	0.20	0.20	-
GUAM	GUAM	170	170	0.00	0.00	0.00	0.00	30	1.50	1.50	-
PR	PUERTO RICO	145	145	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.00	1.00	-
TUTUIL A	TUTUILA (SAMOA AMERICANA)	125	125	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.00	1.00	-
VI	ISLAS VÍRGENES	145	145	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.60	-

Notas:

Para el caso de las ubicaciones que no puedan ser designadas como un condado, consulte los mapas de criterios de diseño del Apéndice 1 para determinar los valores de diseño para el predio.

Cuando un condado es atravesado por múltiples curvas de igual velocidad básica del viento, las velocidades del viento tabuladas representan las velocidades básicas del viento mínimas y máximas asociadas con dicho condado. Para estos condados, consulte los mapas de criterios de diseño del Apéndice 1 para determinar la velocidad básica del viento correspondiente a una ubicación específica. Si un predio está ubicado entre dos curvas de nivel, para la velocidad básica del viento se deberá utilizar la curva correspondiente a la velocidad del viento más elevada.

Cuando un condado es atravesado por múltiples zonas de hielo y/o viento, los valores de diseño tabulados representan los valores de diseño mínimos y máximos asociados con dicho condado. Para estos condados, consulte los mapas de criterios de diseño del Apéndice 1 para determinar la velocidad básica del viento con hielo y el espesor de hielo de diseño correspondientes a una ubicación específica.

De acuerdo con esta Norma, los efectos sísmicos se pueden ignorar en aquellos predios en los cuales S_S no es mayor que 1.0 (ver 2.7.3). Se tabulan valores máximos y mínimos de S_S para facilitar la identificación de aquellos condados en los cuales está permitido ignorar los efectos sísmicos. Para ubicaciones en condados en los cuales el máximo valor de S_S es mayor que 1.0, o para cualquier ubicación en la cual se desee determinar los efectos sísmicos, consulte los mapas de criterios de diseño del Apéndice 1 para determinar los valores de S_S y S_1 para la ubicación específica del predio. Si un predio está ubicado entre dos líneas de nivel está permitido interpolar linealmente. Los valores de S_S y S_1 indicados en los mapas de criterios de diseño se expresan como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, por lo que antes de ser utilizados con esta Norma deben ser divididos por 100. (Los valores de S_S tabulados fueron provistos por Ken Rukstales, Servicio Geológico de los Estados Unidos, Programa Nacional de Mapeo de Riesgo Sísmico.)

Si desea trabajar con unidades métricas, consulte los factores de conversión en el Anexo M.

Las siguientes notas corresponden a las notas incluidas en los listados de criterios de diseño por condado:

1. Dentro del condado existen regiones de viento especiales. Consulte los mapas de criterios de diseño en el Apéndice 1. Es posible que la autoridad competente exija velocidades básicas del viento más elevadas para algunos predios específicos dentro de estas regiones para considerar las condiciones de viento locales.
2. Dentro del condado existen regiones de hielo especiales. Consulte los mapas de criterios de diseño en el Apéndice 1. Es posible que la autoridad competente exija velocidades básicas del viento con hielo y/o espesores de hielo de diseño más elevados para algunos predios específicos dentro de estas regiones para considerar las condiciones de viento sobre hielo locales.
- 3 La profundidad de las heladas de diseño se deberá basar en datos climáticos regionales y el conocimiento de las condiciones locales de acuerdo con 2.6.4.1.

ANEXO C: FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE ANTENAS TÍPICAS (Normativo)

Este Anexo contiene datos sobre las cargas de viento para las monturas de antenas inalámbricas y antenas de microondas típicas.

Cuando no se especifiquen las orientaciones azimutales de las antenas ubicadas a la misma altura relativa sobre una estructura, se asumirá que las antenas irradian simétricamente alrededor de la estructura.

C.1 Cargas sobre las típicas monturas de antenas inalámbricas

Una típica montura de antenas inalámbricas consiste en múltiples antenas montadas sobre una plataforma u otro soporte similar. Las áreas proyectadas efectivas (EPA) indicadas en este anexo se pueden utilizar como valores presuntos estándares cuando los detalles específicos de las antenas y los soportes no estén definidos (por ejemplo, para la consideración de cargas futuras). No resultaría práctico proveer valores de EPA estándares para cubrir todas las disposiciones de antenas y soportes posibles. Antes de agregar una montura de antenas inalámbricas a una estructura diseñada usando valores de EPA presuntos se deberá realizar una revisión de la estructura considerando las antenas, soportes y accesorios existentes y propuestos de acuerdo con esta Norma.

Tipo de una montura	Sin hielo		Hielo $t_i \leq 0.50"$ [$t_i \leq 13$ mm]		Hielo $0.50" < t_i \leq 1.50"$ [$13 < t_i \leq 38$ mm]		Líneas de transmisión
	(EPA) _A ft ² [m ²]	Wt kips [kN]	(EPA) _A ft ² [m ²]	Wt kips [kN]	(EPA) _A ft ² [m ²]	Wt kips [kN]	
Liviana (9 antenas máx.)	55 [6.5]	0.75 [3.3]	75 [7.9]	1.00 [3.3]	1.10 [10.2]	1.50 [6.7]	(9) diámetro 1 5/8 in (2.0 in [51 mm] DE)
Pesada (12 antenas máx.)	80 [8.4]	1.20 [5.3]	100 [9.3]	1.20 [5.3]	135 [12.6]	2.00 [8.9]	(12) diámetro 1 5/8 in (2.0 in [51 mm] DE)

Nota: Para las estructuras de celosía, se deberá considerar que todas las líneas que llegan a la altura de una montura están en una misma cara de la estructura. Estará permitido asumir que las líneas para diferentes monturas están ubicadas en caras adyacentes de la estructura.

C.2 Cargas sobre las típicas antenas de microondas

Los datos de fuerza de viento presentados en este anexo para las típicas antenas de microondas (incluyendo las antenas de rejilla) se describen en el sistema de coordenadas de la antena cuyo origen coincide con el vértice del reflector. La fuerza axial, F_{AM} , actúa a lo largo del eje de la antena. La fuerza lateral, F_{SM} , actúa en forma perpendicular al eje de la antena en el plano formado por el eje de la antena y el vector del viento. El momento torsor, M_M , actúa en el plano que contiene a F_{AM} y F_{SM} . (Ver Figura C-1).

En todos los casos la magnitud de F_{AM} , F_{SM} y M_M dependen de la presión dinámica del viento, del área frontal proyectada de la antena y de las características aerodinámicas del cuerpo de la antena. Las características aerodinámicas varían dependiendo del ángulo del viento. Los valores de F_{AM} , F_{SM} y M_M se deberán determinar usando las siguientes ecuaciones:

$$F_{AM} = q_z G_h C_A A \quad F_{SM} = q_z G_h C_S A \quad M_M = q_z G_h C_m A D$$

donde:

q_z = presión dinámica en el vértice de la antena de acuerdo con 2.6.9.6

G_h = factor de ráfaga de acuerdo con 2.6.7 (dependiendo del tipo de estructura sobre la cual está instalada la antena)

C_A , C_S y C_m son los coeficientes indicados en las Tablas C-1 a C-4 en función del ángulo del viento, θ .

θ = ángulo del viento, ver la convención de signos en la Figura C-1

A = área de apertura exterior de la antena de microondas

D = diámetro exterior de la antena de microondas

Tabla C1: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas sin radomo

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	C_A	C_S	C_M
0	1.5508	0.0000	0.0000
10	1.5391	-0.0469	-0.0254
20	1.5469	-0.0508	-0.0379
30	1.5547	-0.0313	-0.0422
40	1.5938	0.0078	-0.0535
50	1.6641	0.0898	-0.0691
60	1.6484	0.2422	-0.0871
70	1.3672	0.4570	-0.0078
80	0.7617	0.3789	0.1000
90	-0.0117	0.3438	0.1313
100	-0.4023	0.3828	0.1320
110	-0.4609	0.4141	0.1340
120	-0.4570	0.4570	0.1430
130	-0.4688	0.4688	0.1461
140	-0.5742	0.4453	0.1320
150	-0.7734	0.3906	0.1086
160	-0.8672	0.2930	0.0836
170	-0.9453	0.1445	0.0508
180	-1.0547	0.0000	0.0000
190	-0.9453	-0.1445	-0.0508
200	-0.8672	-0.2930	-0.0836
210	-0.7734	-0.3906	0.1086
220	-0.5742	-0.4453	-0.1320
230	-0.4688	-0.4688	-0.1461
240	-0.4570	-0.4570	-0.1430
250	-0.4609	-0.4141	-0.1340
260	-0.4023	-0.3828	-0.1320
270	-0.0117	-0.3438	-0.1313
280	0.7617	-0.3789	-0.1000
290	1.3672	-0.4570	0.0078
300	1.6484	-0.2422	0.0871
310	1.6641	-0.0898	0.0691
320	1.5938	-0.0078	0.0535
330	1.5547	0.0313	0.0422
340	1.5469	0.0508	0.0379
350	1.5391	0.0469	0.0254

Tabla C2: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas con radomo

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	C_A	C_S	C_M
0	0.8633	0.0000	0.0000
10	0.8594	0.1484	-0.0797
20	0.8203	0.2969	-0.1113
30	0.7617	0.4102	-0.1082
40	0.6641	0.4883	-0.0801
50	0.5469	0.5313	-0.0445
60	0.4180	0.5000	-0.0008
70	0.3125	0.4609	0.0508
80	0.2266	0.4375	0.1047
90	0.1328	0.4063	0.1523
100	0.0313	0.3906	0.1695
110	-0.0664	0.3711	0.1648
120	-0.1641	0.3477	0.1578
130	-0.2930	0.3203	0.1395
140	-0.4102	0.3047	0.0906
150	-0.5195	0.2734	0.0516
160	-0.6016	0.2266	0.0246
170	-0.6563	0.1484	0.0086
180	-0.6914	0.0000	0.0000
190	-0.6563	-0.1484	-0.0086
200	-0.6016	-0.2266	-0.0246
210	-0.5195	-0.2734	-0.0516
220	-0.4102	-0.3047	-0.0906
230	-0.2930	-0.3203	-0.1395
240	-0.1641	-0.3477	-0.1578
250	-0.0664	-0.3711	-0.1648
260	0.0313	-0.3906	-0.1695
270	0.1328	-0.4063	-0.1523
280	0.2266	-0.4375	-0.1047
290	0.3125	-0.4609	-0.0508
300	0.4180	-0.5000	0.0008
310	0.5469	-0.5313	0.0445
320	0.6641	-0.4883	0.0801
330	0.7617	-0.4102	0.1082
340	0.8203	-0.2969	0.1113
350	0.8594	-0.1484	0.0797

Tabla C3: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas con cubierta cilíndrica

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	C_A	C_S	C_M
0	1.2617	0.0000	0.0000
10	1.2617	0.0977	-0.0281
20	1.2500	0.1758	-0.0453
30	1.2109	0.2344	-0.0520
40	1.1563	0.2813	-0.0488
50	1.0859	0.3047	-0.0324
60	0.9453	0.3672	-0.0086
70	0.6719	0.4766	0.0227
80	0.2734	0.5820	0.0695
90	-0.1094	0.6250	0.0980
100	-0.3438	0.6016	0.1125
110	-0.5391	0.5313	0.1141
120	-0.7109	0.4375	0.1039
130	-0.8594	0.3125	0.0926
140	-0.9336	0.2305	0.0777
150	-0.9570	0.1758	0.0617
160	-0.9727	0.1484	0.0438
170	-0.9961	0.0977	0.0230
180	-1.0156	0.0000	0.0000
190	-0.9961	-0.0977	-0.0230
200	-0.9727	-0.1484	-0.0438
210	-0.9570	-0.1758	-0.0617
220	-0.9336	-0.2305	-0.0777
230	-0.8594	-0.3125	-0.0926
240	-0.7109	-0.4375	-0.1039
250	-0.5391	-0.5313	-0.1137
260	-0.3438	-0.6016	-0.1125
270	-0.1094	-0.6250	-0.0980
280	0.2734	-0.5820	-0.0695
290	0.6719	-0.4766	-0.0227
300	0.9453	-0.3672	0.0086
310	1.0859	-0.3047	0.0324
320	1.1563	-0.2813	0.0488
330	1.2109	-0.2344	0.0520
340	1.2500	-0.1758	0.0453
350	1.2617	-0.0977	0.0281

Tabla C4: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas de rejilla sin hielo

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	C_A	C_S	C_M
0	0.5352	0	0.0000
10	0.5234	10	0.0168
20	0.5078	20	0.0289
30	0.4609	30	0.0383
40	0.4063	40	0.0449
50	0.3438	50	0.0496
60	0.2344	60	0.0527
70	0.1289	70	0.0555
80	0.0391	80	0.0492
90	-0.0508	90	0.0434
100	-0.1172	100	0.0469
110	-0.1875	110	0.0504
120	-0.2656	120	0.0512
130	-0.3359	130	0.0496
140	-0.4063	140	0.0445
150	-0.4766	150	0.0371
160	-0.5469	160	0.0273
170	-0.5859	170	0.0148
180	-0.5938	180	0.0000
190	-0.5859	190	-0.0148
200	-0.5469	200	-0.0273
210	-0.4766	210	-0.0371
220	-0.4063	220	-0.0445
230	-0.3359	230	-0.0496
240	-0.2656	240	-0.0512
250	-0.1875	250	-0.0504
260	-0.1172	260	-0.0469
270	-0.0508	270	-0.0434
280	0.0391	280	-0.0492
290	0.1289	290	-0.0555
300	0.2344	300	-0.0527
310	0.3438	310	-0.0496
320	0.4063	320	-0.0449
330	0.4609	330	-0.0383
340	0.5078	340	-0.0289
350	0.5234	350	-0.0168

Nota: En ausencia de datos más precisos, para condiciones con hielo se deberán utilizar los coeficientes de la Tabla C1.

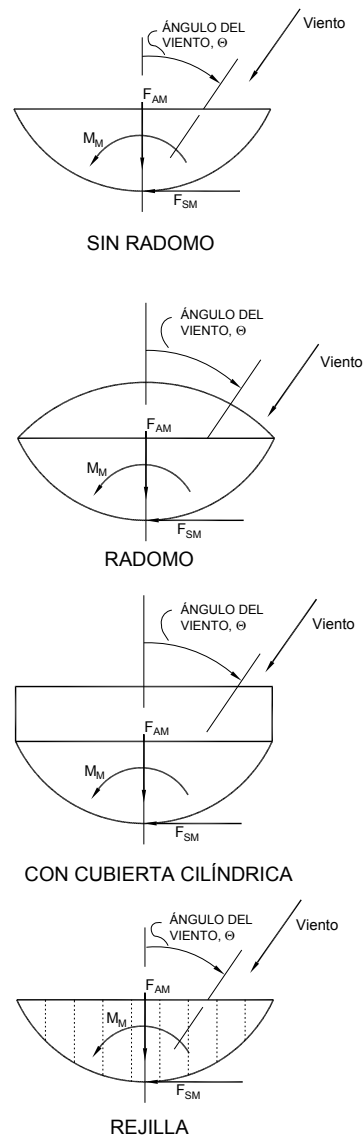


Figura C-1: Fuerzas de viento sobre las típicas antenas de microondas

ANEXO D: LIMITACIONES DE LA ROTACIÓN Y EL DESPLAZAMIENTO DE LAS ANTENAS DE MICROONDAS (Normativo)

Este Anexo contiene límites de deformación por rotación y desplazamiento para las estructuras que soportan antenas de microondas en la condición correspondiente a estado límite de servicio.

Los límites de torsión y desplazamiento de la estructura a la altura de una antena, θ , se deberán calcular de acuerdo con lo siguiente:

- a) Para una antena de microondas con una degradación admisible del nivel de la señal de radiofrecuencia de 10 dB:

$$\theta = \frac{C_{10}}{D \alpha}$$

- b) Para una antena de microondas con una degradación admisible del nivel de la señal de radiofrecuencia de 3 dB:

$$\theta = \frac{C_3}{D \alpha}$$

donde:

θ = límite de torsión o desplazamiento, grados

C_{10} = 53.1 GHz.ft.deg [16.2 GHz.m.deg]

C_3 = 31.0 GHz.ft.deg [9.45 GHz.m.deg]

D = diámetro del plato, ft [m]

α = frecuencia del plato, GHz

Notas:

1. Los valores de θ calculados no implican una precisión en la determinación del ancho de viga o la rigidez estructural más allá de los valores prácticos y procedimientos de cálculo conocidos. Para la mayor parte de las estructuras que soportan antenas no resulta práctico especificar una rigidez estructural calculada menor que 0.25 grados de torsión o desplazamiento con una velocidad básica del viento de 60 mph [26.8 m/s].
2. La sección A2.8 requiere que las deformaciones por defecto en estado límite se basen en una degradación total admisible de 10 dB. La ecuación basada en 3 dB se provee a título de referencia.

ANEXO E: ROTURA DE LAS RIENDAS (Normativo)

E.1 Alcance

Este Anexo define un método estático simplificado equivalente que se podrá utilizar cuando se especifique el requisito de verificar la condición de rotura de las riendas.

E.2 Introducción

Resulta muy complicado realizar un análisis exacto de un mástil atirantado para determinar los efectos dinámicos provocados por la súbita rotura de una rienda, ya que esto depende de las características de la rotura, de la amortiguación de la estructura, de las vibraciones de las riendas y del mástil, etc. El siguiente método estático equivalente simula el comportamiento de la estructura inmediatamente después de la rotura de una rienda.

El método aquí presentado se basa en las siguientes hipótesis simplificadoras:

1. La rotura consiste en un simple corte de la rienda.
2. Se desprecia la energía elástica almacenada en la rienda antes de su rotura.
3. No se considera la amortiguación.
4. En el momento de la rotura de la rienda la carga del viento es mínima y se desprecia.
5. En el caso de las riendas en las caras o niveles de riendas que involucren estabilizadores de torsión, se deberá considerar que las dos riendas en la misma dirección general están cortadas. (Nota: los efectos torsionales de una única rienda cortada en este tipo de configuraciones están fuera del alcance de este anexo.)

Los mástiles atirantados que tengan riendas en un solo nivel deberán tener bases fijas a fin de proveer resistencia contra la rotura de las riendas.

Este método reemplaza las fuerzas dinámicas que actúan sobre el mástil inmediatamente después de la rotura de una rienda por una fuerza horizontal estática equivalente (F_{din}) actuando sobre el mástil al nivel de fijación de la rienda rota (Figura E-1).

E.3 Método de análisis

1. Las riendas restantes –excluyendo la rienda cortada (rienda 1)– se analizan como un sistema en el cual el mástil se reemplaza por un soporte vertical bajo la acción de una fuerza horizontal aplicada, F , actuando en la dirección de la rienda rota. Se genera la curva 1 (Figura E-2) para diferentes valores de F graficando la suma de las componentes horizontales en la dirección paralela a F de todas las riendas no cortadas al nivel de la rienda cortada contra las correspondientes deflexiones del sistema de riendas en el nivel de la rienda cortada a partir de la

condición de tensión inicial. (Observar que la deflexión aumenta a medida que la fuerza horizontal aplicada, F , disminuye).

2. La estructura se analiza retirando todas las riendas al nivel de la rienda cortada para diferentes valores de F actuando en la dirección opuesta a la rienda cortada. Se genera la curva 2 (Figura E-2) para diferentes valores de F y se grafica con las correspondientes deflexiones del mástil a partir de la condición de tensión inicial. (Observar que la deflexión aumenta a medida que la fuerza horizontal aplicada, F , aumenta).
3. El área debajo de la curva 1 representa la energía que se pierde en las riendas no cortadas cuando el mástil se deforma en dirección a las mismas. El área debajo de la curva 2 representa la energía absorbida por la estructura cuando se deforma debido a una fuerza horizontal externa. La fuerza estática equivalente para la condición de rotura de la rienda, F_{din} , corresponde a la magnitud de la fuerza horizontal aplicada, F , requerida para que el área debajo de la curva 2 sea igual al área debajo de la curva 1 (Figura E-2).
4. F_{din} se aplica a la estructura (con un factor de carga igual a 1.0) retirando todas las riendas al mismo nivel y en dirección opuesta a la rienda cortada (Figura E-1). (Observar que bajo esta condición la estructura absorbe la energía que pierde el sistema de riendas no cortadas bajo el movimiento asociado con la rotura de la rienda. Esta conservación de la energía es necesaria para mantener el equilibrio de la estructura. Por lo tanto, las fuerzas resultantes en los elementos de la estructura simulan las fuerzas que ocurrirían en los elementos en la condición correspondiente a la rotura de una rienda.)

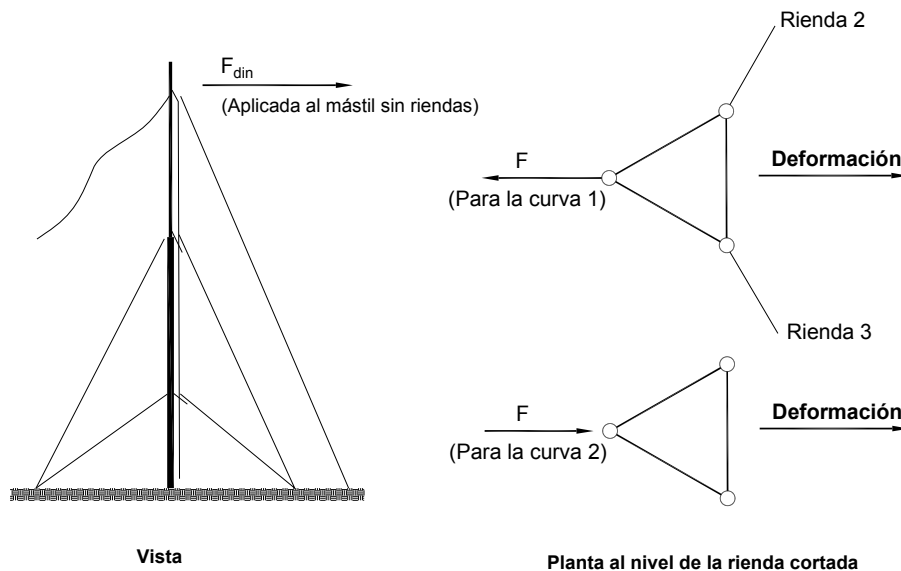
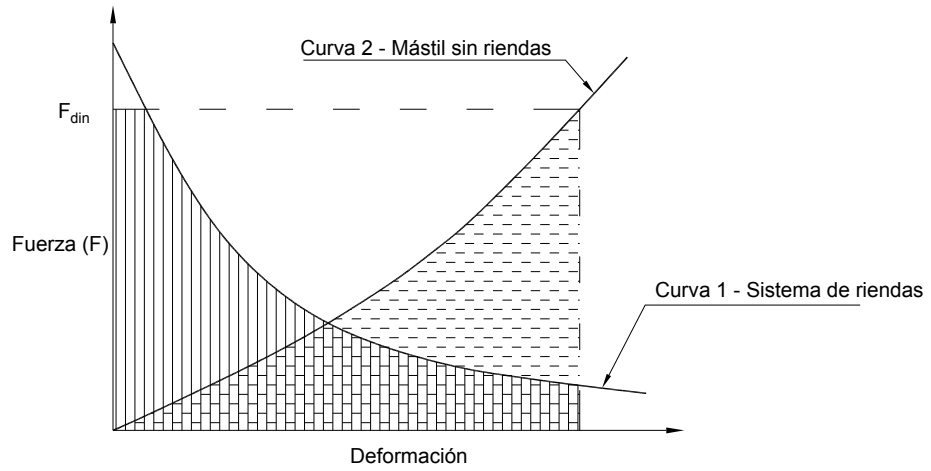


Figura E-1: Condición de rotura de una rienda



F_{din} se define como la fuerza asociada con el punto de la curva 2 para el cual el área debajo de la curva 2 es igual al área debajo de la curva 1

Figura E-2: Determinación de F_{din}

ANEXO F: PARÁMETROS PRESUNTOS DEL SUELO (Normativo)

Este Anexo contiene parámetros presuntos del suelo que se pueden utilizar en ausencia de un informe geotécnico. Se asume que los suelos arcillosos son no expansivos y tienen un índice de plasticidad menor que 24. Los parámetros presuntos del suelo indicados en este anexo suponen condiciones secas (sin subpresión), una resistividad eléctrica del suelo mayor que 50 ohm-m y un valor de pH del suelo comprendido entre 3 y 9 (ver 5.6.6). Cuando se desconozca la ubicación del predio, la profundidad de las heladas será igual a 3.5 ft. [1.1 m]. Las hipótesis y los parámetros presuntos del suelo se deberán validar para el predio específico antes de realizar la instalación.

Tabla F-1: Parámetros presuntos del suelo:

Tipo de suelo	N (golpes/ft) [golpes/m]	ϕ (deg)	γ (lb/ft ³) [kN/m ³]	c (psf) [kPa]	Capacidad de carga última (psf) [kPa]		S _f (psf) [kPa]	k (pci) [kN/m ³]	ϵ_{50}
					Fund. superficiales	Fund. profundas			
Arcilla	8 [26]	0	110 [17]	1000 [48]	5000 [240]	9000 [431]	500 [24]	150 [41,000]	.01
Arena	10 [33]	30	110 [17]	0	3000 [144]	7000 [335]	500 [24]	35 [9,500]	N/A

donde:

N = valor de penetración normal

γ = ángulo de fricción interna

γ = peso unitario efectivo del suelo

c = cohesión

S_f = fricción superficial última

k = módulo de reacción lateral del suelo

ϵ_{50} = deformación al 50% de la compresión última

Fundaciones superficiales – Fundaciones aisladas tales como zapatas y plateas

Fundaciones profundas – Pozos perforados, pilotes y pozos acampanados

Nota: Los parámetros de diseño reales del suelo determinados en base a un informe geotécnico con valores de penetración normal similares pueden variar respecto de los valores tabulados.

ANEXO G: ESTUDIOS GEOTÉCNICOS (Normativo)

Este Anexo indica la información que debería contener un estudio geotécnico.

G1. Los registros e informes de perforación deberán indicar:

1. Fecha, métodos de muestreo, número y tipo de muestras
2. Descripción de los estratos del suelo de acuerdo con el Sistema de Clasificación de Suelos Unificado (USCS)
3. Profundidades a las cuales ocurren los cambios de estrato medidas respecto de una cota de referencia
4. Número de golpes del ensayo de penetración normal (SPT) para cada capa de suelo
5. Densidad de cada capa de suelo
6. Ángulo de fricción interna para cada capa de suelo
7. Cohesión para cada capa de suelo
8. Capacidades de carga últimas para cada capa de suelo o para la(s) profundidad(es) de fundación recomendada(s)
9. Para condiciones de suelo expansivo, la zona de influencia activa y recomendaciones para el diseño
10. Nivel del agua libre encontrada y nivel freático a considerar para el diseño
11. Profundidad de las heladas a considerar para el diseño
12. Resistividad eléctrica del suelo, valores de pH y naturaleza corrosiva del suelo
13. Otros datos de diseño y recomendaciones relevantes
14. Recomendaciones sobre tipos de fundaciones alternativas
15. Información topográfica del predio
16. Observar si la ubicación está a una distancia menor o igual que 1000 ft [300 m] de la estructura de tuberías subterráneas, cables eléctricos enterrados con el conductor neutro concéntrico o subestaciones eléctricas, ya que estos podrían originar corrosión electrolítica.

G2. Para los pozos perforados también se deberá proporcionar la siguiente información:

1. Capacidad de punta última
2. Factor de fricción superficial última para cada capa de suelo
3. Módulo de reacción lateral para cada capa de suelo
4. Deformación última del suelo al 50% de la compresión última, ϵ_{50} , para cada capa de suelo

G3. Para los anclajes en roca también se deberá proporcionar la siguiente información:

1. Tipo y estado de la roca
2. Designación de la calidad de la roca (RQD)
3. Porcentaje de muestra de roca recuperada
4. Tensión de adherencia última en la interfaz entre la roca y el mortero
5. Resistencia última al corte

ANEXO H: CONTROL ADICIONAL DE LA CORROSIÓN (Normativo)

Este Anexo proporciona métodos adicionales para controlar la corrosión de los anclajes de las riendas de acero y postes embebidos en el terreno directamente en contacto con el suelo.

Se requieren métodos adicionales de control de la corrosión para el acero en contacto directo con el suelo cuando la resistividad eléctrica medida del suelo es menor que 50 ohm-m y/o cuando los valores de pH medidos del suelo son menores que 3 o mayores que 9, para estructuras Clase II y Clase III.

También se recomienda utilizar métodos adicionales de protección contra la corrosión en los predios para antenas de AM y predios que se sabe se encuentran próximos a tuberías subterráneas enterradas, cables subterráneos enterrados que utilizan un neutro concéntrico o ubicados a una distancia menor o igual que 1000 ft [300 m] de una subestación eléctrica.

Los predios en los cuales los suelos tienen un elevado contenido de sales o componentes orgánicos, diferencial o transferencia de oxígeno, fluctuaciones significativas del contenido de humedad o elevados potenciales de reducción-oxidación (potencial de corrosión microbiológica) pueden ser susceptibles a una corrosión acelerada, por lo que se recomienda que un experto en corrosión establezca medidas de control específicas para el predio.

Métodos de control de la corrosión adicionales

- a) Protección catódica utilizando ánodos de sacrificio: El tamaño, tipo y colocación de los ánodos deberá ser determinado por un profesional o empresa especializados en el control de la corrosión.
- b) Protección catódica utilizando una corriente impresa: El sistema de corriente impresa a utilizar deberá ser determinado por un profesional o empresa especializados en el control de la corrosión.
- c) Cubierta de hormigón: Dependiendo de la concentración de sulfatos solubles en el suelo o el agua freática, todo el hormigón debajo del nivel del terreno debería ser resistente a los sulfatos.

Cuando se utilice un muerto de hormigón con un anclaje, la armadura de la cubierta de hormigón se deberá desarrollar correctamente en el muerto de anclaje para evitar la fisuración excesiva. Además, la cubierta de hormigón se deberá prolongar como mínimo 6 in. [150 mm] por encima del nivel del terreno.

- d) Encintado o recubrimiento del acero en contacto directo con el suelo con productos anticorrosivos especiales que permanecen sin fisurar y mantienen su estabilidad química y ductilidad durante la vida útil anticipada de la estructura. Para este método es necesario tomar precauciones especiales durante las operaciones de instalación y relleno para evitar dañar el

recubrimiento. En la ubicación dañada podría producirse una corrosión acelerada. Junto con este método también se deberá proveer protección catódica.

ANEXO I: ACCESORIOS PARA EL ASCENSO (Normativo)

Este Anexo proporciona ejemplos de accesorios adecuados para el ascenso (ver Figuras I-1 e I-2). Se deberá tener precaución para asegurar que los accesorios se fijen a elementos firmes que no muestren signos de daños y/o corrosión excesiva.

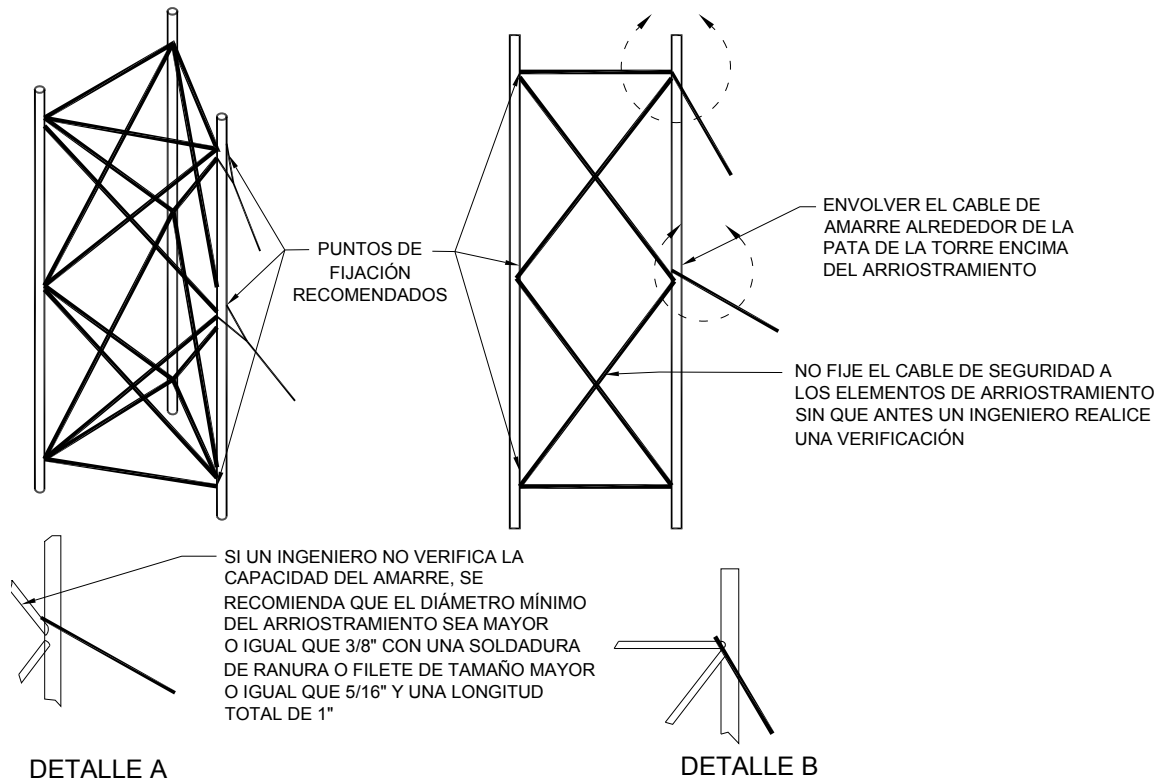


Figura 1-1: Ejemplos de accesorios para el ascenso (todas las secciones soldadas)

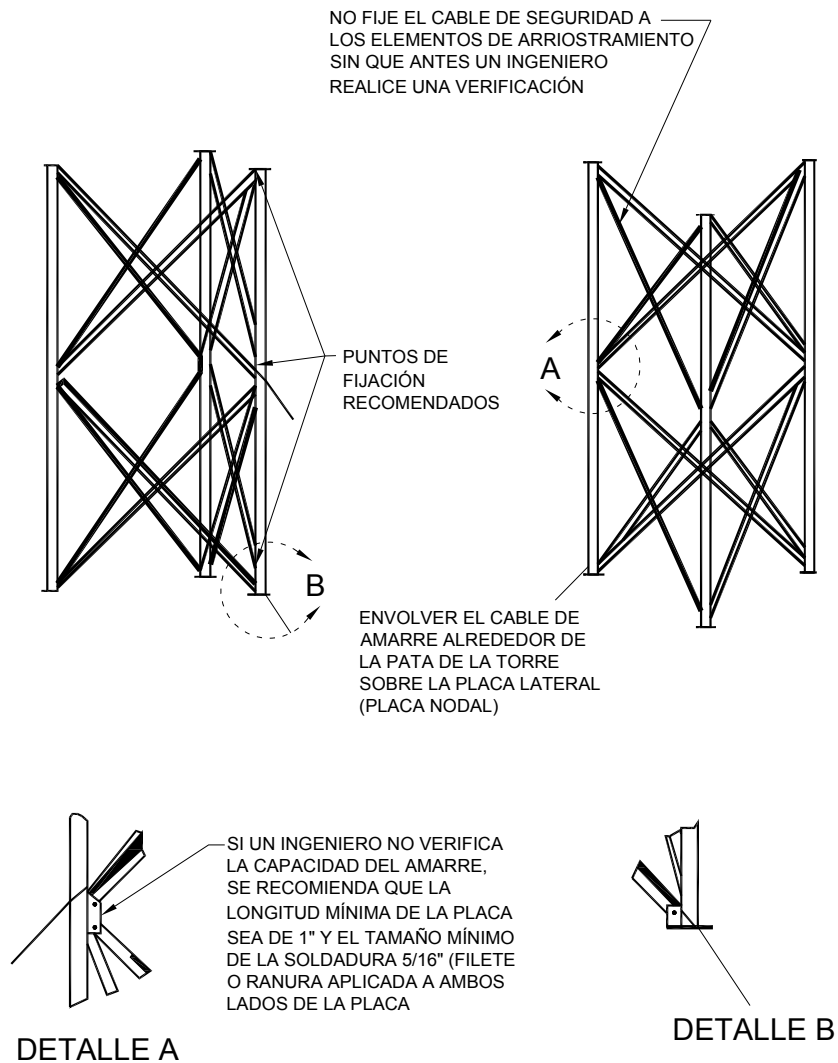


Figura 1-2: Ejemplos de accesorios para el ascenso (secciones abulonadas)

Nota: En el vértice de los arriostramientos con disposición en "K" con detalles de conexión al arriostramiento horizontal similares a los ilustrados también hay accesorios para el ascenso.

ANEXO J: MANTENIMIENTO Y EVALUACIÓN DEL ESTADO DE LAS ESTRUCTURAS Y ELEMENTOS EXISTENTES (Normativo)

Este Anexo proporciona listas de verificación para: (a) mantenimiento y evaluación del estado de la estructura y sus elementos y accesorios, y (b) relevamiento de campo de las estructuras y sus accesorios.

Nota: Este anexo no indica medios ni métodos para la protección contra radiofrecuencias.

J.1 Mantenimiento y evaluación del estado de la estructura y sus elementos y accesorios

A) Estado de la estructura

- 1) Elementos dañados (patas y arriostramientos)
- 2) Elementos flojos
- 3) Elementos faltantes
- 4) Instalaciones para el ascenso, plataformas, pasarelas – todos estos elementos deben estar bien asegurados
- 5) Bulones y/o dispositivos fijadores de tuercas flojos y/o faltantes
- 6) Fisuras visibles en las uniones soldadas
- 7) Registro de la temperatura, velocidad y dirección del viento y otras condiciones ambientales

B) Acabado

- 1) Estado de la pintura y/o el galvanizado
- 2) Estado de herrumbre y/o corrosión incluyendo soportes y accesorios
- 3) Estado de las marcas por código de color de acuerdo con FAA o ICAO
- 4) Acumulaciones de agua en los elementos (deben ser solucionadas, por ejemplo, destapando los orificios de drenaje, etc.)

C) Iluminación

- 1) Ductos, cajas eléctricas y sujetadores (herméticos y seguros)
- 2) Aberturas para drenaje y venteo (sin obstrucciones)
- 3) Estado del cableado
- 4) Cubrelámparas
- 5) Estado de las bombillas
- 6) Controladores (funcionando)
 - a) Luz intermitente
 - b) Control fotográfico
 - c) Alarmas

- D) Puesta a tierra
 - 1) Uniones
 - 2) Corrosión
 - 3) Protección contra rayos (asegurada a la estructura)
- E) Antenas y cables
 - 1) Estado de las antenas
 - 2) Estado de los soportes y/o blindajes contra el hielo (elementos doblados, sueltos y/o faltantes)
 - 3) Estado de los cables de alimentación (bridas, sellos, hendiduras, daños al material aislante, puestas a tierra, etc.)
 - 4) Estado de los suspensores (a presión, abulonados, mordazas de kellum, etc.)
 - 5) Asegurados a la estructura
- F) Otros accesorios (pasarelas, plataformas, sensores, reflectores, etc.)
 - 1) Estado
 - 2) Asegurados a la estructura
- G) Estado del aislante
 - 1) Fisuración y desbaste
 - 2) Limpieza de los aisladores
 - 3) Distancias disruptivas correctamente configuradas
 - 4) Estado del transformador de aislación
 - 5) Bulones y conexiones bien ajustados
- H) Riendas
 - 1) Estado de los cordones (corrosión, roturas, muescas, pliegues, etc.)
 - 2) Estado de los accesorios de las riendas
 - a) Torniquetes o su equivalente (asegurados y correctamente aplicados)
 - b) Guardacabos correctamente colocados (si fueran necesarios)
 - c) Camisas protectoras correctamente colocadas (si fueran necesarias)
 - d) Conectores de cables (accesorios para fijación de los extremos)
 - (i) Abrazaderas para cables correctamente colocadas con sus bulones ajustados
 - (ii) Cables correctamente amarrados
 - (iii) Sin evidencia de resbalamiento o cordones dañados
 - (iv) Envoltorios preformados – correctamente colocados, totalmente envueltos, con la camisa en su lugar
 - (v) Casquillos colados seguros y sin evidencia de separación

- (vi) Grilletes, bulones, pernos y pasadores asegurados y en buen estado
- 3) Tensiones en las riendas
- 4) Medir tensiones en las riendas (ver Anexo K)
- 5) Registrar la temperatura, velocidad y dirección del viento

Notas:

- 1) Es esperable que se produzcan pequeñas variaciones en las tensiones de las riendas debido a los cambios de temperatura y condiciones de baja velocidad del viento. La causa de cualquier cambio significativo se debería determinar inmediatamente, tomando acciones correctivas adecuadas. Las posibles causas incluyen un aflojamiento inicial durante la construcción, condiciones extremas de viento o hielo ocurridas anteriormente, movimiento de los anclajes, asentamiento de la base o resbalamiento de las uniones.
 - 2) Es esperable que en un mismo nivel haya variaciones de tensión a causa de diferentes alturas de los anclajes, desviaciones constructivas y efectos del viento.
- I) Fundaciones de hormigón
- 1) Estado del terreno
 - a) Asentamiento, movimiento o fisuración del terreno
 - b) Erosión
 - c) Estado del predio (agua estancada, drenaje, árboles, etc.)
 - 2) Estado de los anclajes
 - a) Tuercas y/o dispositivos fijadores de tuercas (ajustados)
 - b) Estado del mortero
 - c) Estado de los anclajes y/o varillas de anclaje
 - 3) Estado del hormigón
 - a) Fisuración, descantilladuras o hendiduras
 - b) Hormigón astillado o dañado
 - c) Presencia de nidos de abejas
 - d) Puntos bajos donde se acumula la humedad
- J) Anclajes de los mástiles atirantados
- 1) Asentamiento, movimiento o fisuración del terreno
 - 2) Relleno apilado sobre el hormigón para evacuación del agua
 - 3) Estado de las varillas de anclaje debajo del nivel del terreno (Mantener la capacidad estructural requerida del anclaje durante la exploración. Puede ser necesario utilizar anclajes temporarios.)
 - 4) Medidas de control de la corrosión (galvanizado, recubrimientos, cubiertas de hormigón, sistemas de protección catódica, etc.)
 - 5) Cabezas de los anclajes alejadas del suelo

K) Alineación de la estructura

1) Verticalidad y torsión de la estructura (ver Figuras J-1 y J-2)

Nota: Las tolerancias de armado especificadas en la Sección 13.0 representan tolerancias que se pueden lograr fácilmente usando métodos de instalación convencionales, no tolerancias más allá de las cuales la capacidad estructural se reduce al punto de ser insignificante. Las faltas de alineación medidas comprendidas dentro de las tolerancias especificadas en la Sección 13.0 se pueden ignorar al analizar la estructura; sin embargo, cuando las faltas de alineación medidas sean mayores que las tolerancias especificadas, el modelo de análisis de la estructura deberá considerar dichas faltas de alineación.

J.2 Relevamientos de campo

J.2.1 Relevamiento de los accesorios

El relevamiento de los accesorios deberá proporcionar datos suficientes sobre sus dimensiones para calcular el área proyectada efectiva, el peso y la ubicación de todos los accesorios.

Como mínimo, el relevamiento de los accesorios deberá incluir:

- A) Inventario de las antenas existentes: Cota, tipo de antena y dimensiones/número de modelo, montura y ubicación de los soportes, separación y orientación sobre la sección transversal y correspondiente(s) línea(s) de transmisión.
- B) Inventario de otros accesorios (escaleras, plataformas, etc.): Cota, tipo y dimensiones de los accesorios, ubicación, separación y orientación sobre la sección transversal.
- C) Un esquema de la sección transversal para indicar la ubicación y denominación de todas las líneas de transmisión (tamaño y separación) que muestre la orientación de las líneas y de la estructura respecto del norte. Para las líneas de transmisión instaladas en grupos: número de líneas por fila, número de filas y separación entre líneas, dimensiones correspondiente a la profundidad y el ancho total.

J.2.2 Relevamiento de componentes estructurales

Antes de poder analizar una estructura es necesario relevar la configuración estructural y el tamaño de todos los elementos estructurales para poder calcular las cargas de viento y las capacidades de los elementos.

Como mínimo, el relevamiento de la estructura y sus principales elementos estructurales deberá incluir:

J.2.2.1 Estructuras de celosía autoportadas

- A) Esquema general de la estructura con numeración de todas las secciones

B) Configuración de cada sección:

- 1) Altura de la sección
- 2) Altura de panel y número de paneles
- 3) Configuración de los paneles (X, X con horizontales, K)
- 4) Ancho de cara (distancia entre los centros de las patas) en todas las ubicaciones donde cambia la inclinación de las patas
- 5) Esquema indicando todo lo anterior para cada sección típica

C) Tamaños de los elementos de cada sección:

- 1) Tamaños de los elementos de las patas – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), diámetro de las secciones circulares macizas, o tamaño y espesor de los perfiles (60° o 90°)
- 2) Tamaños de los elementos diagonales – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), tamaño, espesor y orientación de los perfiles
- 3) Tamaños de los elementos horizontales – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), tamaño, espesor y orientación de los perfiles
- 4) Tamaños de los elementos de las riostras secundarias (si corresponde) – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), tamaño, espesor y orientación de los perfiles

J.2.2.2 Mástiles atirantados

- A) Tipo de base de la estructura (fija o articulada) y base plana o inclinada
- B) Dimensiones de los anclajes de las riendas: distancia entre la base y los anclajes de las riendas, alturas respecto de la base y orientación.
- C) Esquema general de la estructura con numeración de todas las secciones Ubicar y rotular todos los niveles de riendas
 - 1) Configuración de cada sección:
 - 2) Altura de la sección
 - 3) Altura de panel y número de paneles
 - 4) Configuración de los paneles (X, X con horizontales, K)
 - 5) Ancho de cara (distancia entre los centros de las patas) en todas las ubicaciones donde cambia la inclinación de las patas
 - 6) Esquema indicando todo lo anterior para cada sección típica
- D) Tamaños de los elementos de cada sección:
 - 1) Tamaños de los elementos de las patas – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido),

diámetro de las secciones circulares macizas, o tamaño y espesor de los perfiles (60° o 90°)

- 2) Tamaños de los elementos diagonales – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), tamaño, espesor y orientación de los perfiles
- 3) Tamaños de los elementos horizontales – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), diámetro de las secciones circulares macizas, o tamaño, espesor y orientación de los perfiles
- 4) Tamaños de los elementos de las riostras secundarias (si corresponde) – es decir, diámetro de los tubos (diámetro exterior y espesor de pared usando un dispositivo de ultrasonido), tamaño, espesor y orientación de los perfiles

E) Altura de las riendas, tipo y tamaño para cada nivel de riendas

J.2.2.3 Estructuras tipo monoposte

- A) Esquema general de la estructura con numeración de todas las secciones
- B) Configuración de cada sección:
- C) Altura de la sección – Para las secciones con bridas, longitud entre dos empalmes consecutivos Para los postes telescópicos, longitud entre dos topes consecutivos
- D) Si tuviera múltiples caras, número de caras
- E) Dimensión entre planos o diámetro y circunferencia en la parte superior e inferior de cada sección
- F) Tamaño de abertura, refuerzos y ubicación de las puertas de acceso
- G) Dimensiones para cada sección:
 - 1) Espesor de pared de cada sección

J.2.2.4 Uniones

Antes de poder realizar un análisis riguroso de una estructura es necesario relevar los detalles de todas las uniones estructurales para calcular las capacidades de dichas uniones.

Como mínimo, el relevamiento de las uniones de la estructura deberá incluir lo siguiente:

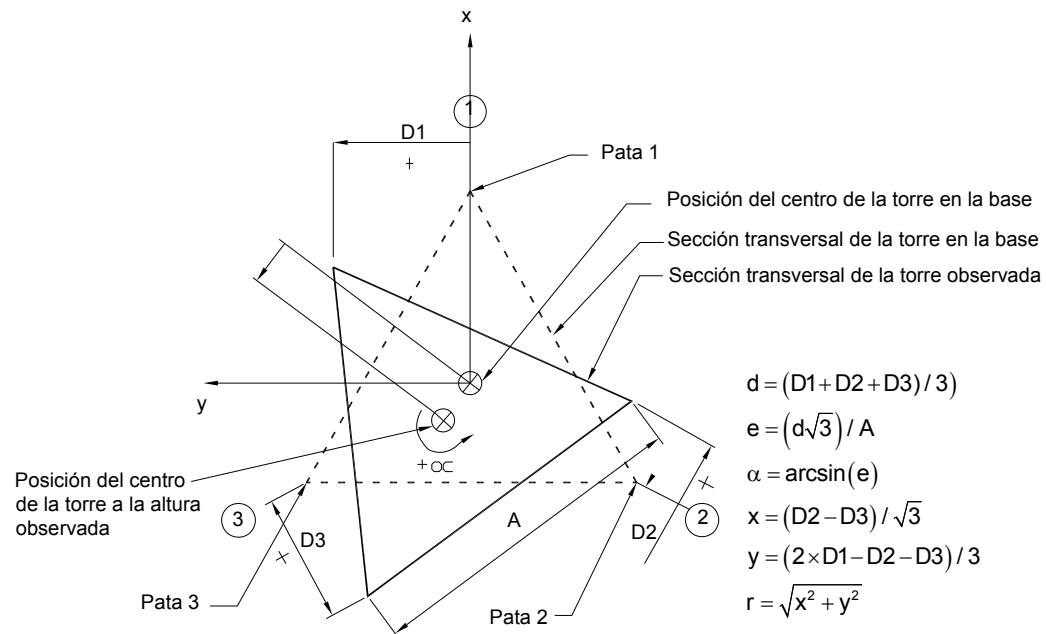
- A) Detalles de las uniones de los extremos de los elementos:
- B) Uniones abulonadas: número, tipo y tamaño de los bulones de extremo y centrales
- C) Tamaño y espesor de la placa nodal y detalles relacionados (tamaños de los orificios, distancias a los bordes, tamaño y longitud de las soldaduras)

- D) Uniones soldadas: Tamaño y longitud de las soldaduras de las uniones de extremo y centrales
- E) Detalles de los empalmes:
- F) Número, tipo y tamaño de los bulones
- G) Tamaño y espesor de la placa de empalme y detalles relacionados (tamaños de los orificios, distancias a los bordes, tamaño y longitud de las soldaduras) y distancia desde el punto de intersección de paneles
- H) Tipo, tamaño, número y patrón de bulones de las varillas de anclaje
- I) Detalles de las riendas y sus conexiones:
- J) Tipo/tamaño de los accesorios prefabricados, tamaño de los torniquetes, tamaño de los grilletes
- K) Tamaño de los casquillos, tamaño de los pasadores, tamaño de las placas de unión y detalles relacionados
- L) Tamaño y espesor de las placas de tracción de las riendas y detalles relacionados (tamaños de los orificios, distancias a los bordes, tamaño y longitud de las soldaduras, tamaño de los rigidizadores)
- M) Dimensiones y espesor de las placas para las cabezas de los anclajes de las riendas; tamaño, separación y distancias a los bordes de los orificios; tipo, tamaño y prolongación del fuste; ángulo respecto del plano horizontal; tamaño de las soldaduras y longitud de la unión entre el fuste y la placa receptora.

Nombre del predio: _____ Fecha: _____

Viento: _____ Temperatura: _____

El teodolito se deberá instalar sobre el acimut de cada pata en la base de la torre. La correspondiente pata en la base de la torre se utiliza para establecer la línea de referencia vertical. La deflexión en cada punto de interés de la torre se mide a partir de dicha línea de referencia vertical, tal como se ilustra a continuación.



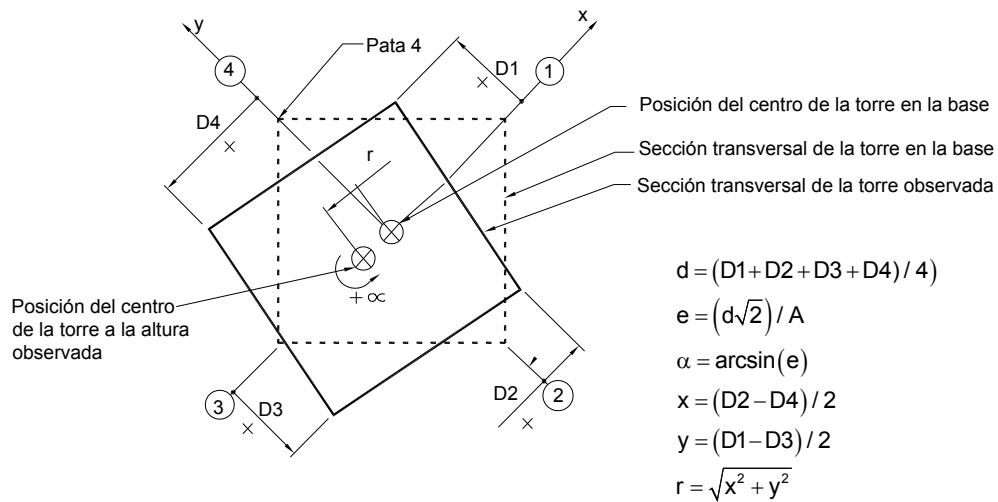
DESPLAZAMIENTOS OBSERVADOS DE LAS PATAS					TORSIÓN CALCULADA			FALTA DE VERTICALIDAD CALCULADA		
ALTURA OBSERV. ft [m]	A in. [m]	D1 in. [m]	D2 in. [m]	D3 in. [m]	d in. [m]	e	alpha deg.	x in. [m]	y in. [m]	z in. [m]

Figura J-1: Determinación de la torsión y falta de verticalidad para torres triangulares

Nombre del predio: _____ Fecha: _____

Viento: _____ Temperatura: _____

El teodolito se deberá instalar sobre el acimut de cada pata en la base de la torre. La correspondiente pata en la base de la torre se utiliza para establecer la línea de referencia vertical. La deflexión en cada punto de interés de la torre se mide a partir de dicha línea de referencia vertical, tal como se ilustra a continuación.



DESPLAZAMIENTOS OBSERVADOS DE LAS PATAS					TORSIÓN CALCULADA			FALTA DE VERTICALIDAD CALCULADA		
ALTURA OBSERV. ft [m]	A in. [m]	D1 in. [m]	D2 in. [m]	D3 in. [m]	d in. [m]	e	α deg.	x in. [m]	y in. [m]	z in. [m]

Figura J-2: Determinación de la torsión y falta de verticalidad para torres cuadradas

ANEXO K: MEDICIÓN DE LAS TENSIONES EN LAS RIENDAS (Normativo)

Este Anexo proporciona lineamientos para medir las tensiones de las riendas en el campo. Hay dos métodos básicos para medir las tensiones iniciales de las riendas en obra: el método directo y el método indirecto.

A. Método directo (ver Figura K1)

Se coloca un dinamómetro (celda de carga) con un dispositivo de regulación de la longitud (tal como un tirador) al sistema de riendas utilizando abrazaderas para sujetarlo a la rienda justo por encima del torniquete y al fuste del anclaje debajo del torniquete.

Luego el tirador se ajusta hasta que el torniquete original comienza a aflojarse. En este momento el dinamómetro transmite toda la carga de la rienda al anclaje, por lo que la tensión de la rienda se puede leer directamente en el dinamómetro.

Este método también se puede utilizar para establecer la tensión correcta, ajustando el tirador hasta que en el dinamómetro se lea la tensión apropiada. Se marcan dos puntos de control –uno por encima del punto de fijación en la rienda y el otro en el fuste del anclaje– y se mide la longitud de control. Luego se retiran el dinamómetro y el tirador y se ajusta el torniquete original para mantener la longitud de control medida anteriormente.

B. Métodos indirectos

Hay dos técnicas habituales que se utilizan para medir de forma indirecta las tensiones iniciales de las riendas: el método del pulso u oscilación (vibración) y el método de intesección de la tangente (geometría).

1. Método del pulso (ver Figuras K1 y K3)

Se aplica un fuerte tirón al cable de la rienda cerca de su unión al anclaje, provocando así un pulso u onda que sube y baja por el cable. El cronómetro se inicia cuando el pulso regresa al extremo inferior del cable por primera vez. Luego se cronometra un cierto número de retornos del pulso al anclaje y la tensión de la rienda se calcula usando las siguientes ecuaciones:

$$T_M = \frac{WLN^2}{8.05P^2} \quad \left[T_M = \frac{WLN^2}{5.94P^2} \right]$$

$$T_A = \sqrt{\left(T_M - \frac{WV}{2L} \right)^2 + \left(\frac{WH}{2L} \right)^2}$$

donde:

T_A = tensión de la rienda en el anclaje, lb [N]

T_M = tensión de la rienda a la mitad de su longitud, lb [N]

W = peso total de la rienda, incluyendo aisladores, etc., lb [N]

L = longitud de la cuerda de la rienda, ft [m]

$$L = \sqrt{H^2 + V^2}$$

H = distancia horizontal entre el punto de fijación de la rienda en la torre y el punto de fijación de la rienda en el anclaje, ft [m]

V = distancia vertical entre el punto de fijación de la rienda en la torre y el punto de fijación de la rienda en el anclaje, ft [m]

N = número de pulsos u oscilaciones completas contadas en P segundos

P = período de tiempo medido para N pulsos u oscilaciones, segundos

En lugar de generar un pulso que suba y baje por la rienda, también se puede lograr el mismo resultado haciendo que el cable oscile libremente de lado a lado y cronometrando N oscilaciones completas. Las fórmulas arriba indicadas también se aplican para este enfoque.

2. Método de intersección de la tangente (ver Figura K2)

Se establece una línea de vista tangente a la rienda cerca del extremo del anclaje y que interseque la pata de la torre una cierta distancia por debajo del punto de fijación de la rienda en el mástil (distancia al punto de intersección de la tangente). La distancia al punto de intersección de la tangente se mide o se estima, luego de lo cual la tensión se calcula usando la siguiente ecuación:

$$T_A = \frac{WC\sqrt{H^2 + (V - I)^2}}{HI}$$

donde:

C = distancia entre el punto de fijación de la rienda en la torre y el centro de gravedad del peso W , ft [m]

I = distancia al punto de intersección de la tangente, ft [m]

Si el peso está uniformemente distribuido a lo largo del cable de la rienda, C será aproximadamente igual a $H/2$. Si el peso no está uniformemente distribuido, la rienda se puede subdividir en n segmentos y se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$T_A = \frac{S\sqrt{H^2 + (V - I)^2}}{HI}$$

donde:

$$S = \sum_{i=1}^N W_i C_i$$

W_i = peso del segmento i , lb [N]

C_i = distancia horizontal entre el punto de fijación de la rienda en la torre y el centro de gravedad del segmento, ft [m]

N = número de segmentos

Si fuera difícil establecer el punto de intersección de la tangente, también se puede utilizar la pendiente de la rienda en el extremo del anclaje junto con la siguiente ecuación:

$$T_A = \frac{WC\sqrt{1+\tan^2\alpha}}{(V-H\tan\alpha)}$$

donde:

α = ángulo de la rienda en el anclaje (ver Figura K2)

$$l = V - H \tan \alpha$$

y

$$\frac{\sqrt{H^2 + (V-l)^2}}{H} = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha}$$

WC se puede reemplazar por S.

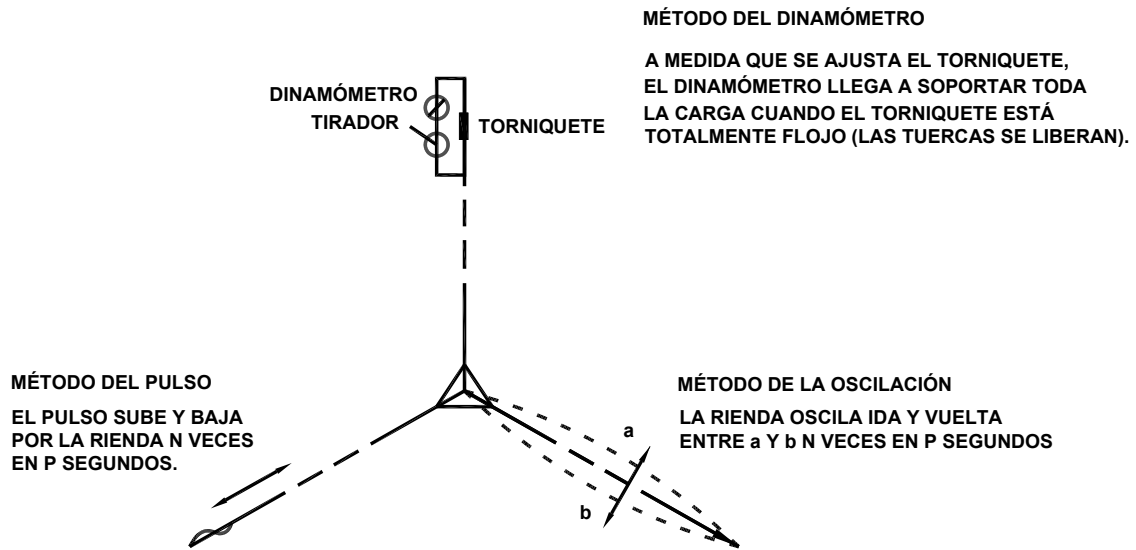


Figura K1: Métodos para medir la tensión inicial

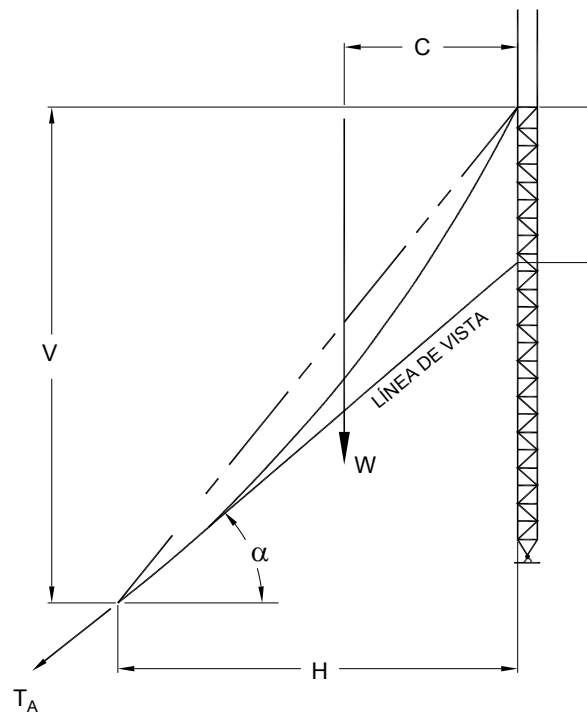


Figura K2: Método de intersección de la tangente

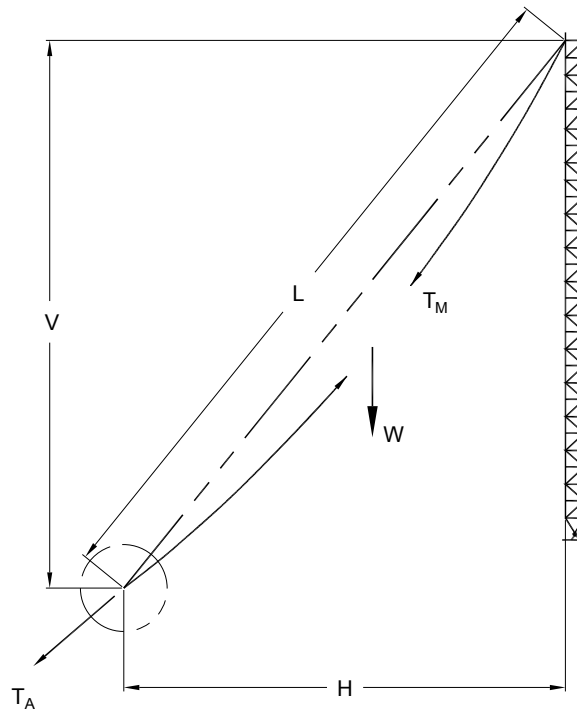


Figura K3: Relación entre la tensión de la rienda en el anclaje y a la mitad de su longitud

ANEXO L: CONVERSIONES DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO (Normativo)

Este Anexo contiene factores de conversión para las velocidades de viento obtenidas promediando sobre períodos diferentes a 3 segundos. Para poder utilizarlas con la Norma, las velocidades del viento que hayan sido promediadas sobre períodos de tiempo diferentes se deberán convertir en velocidades correspondientes a una ráfaga de viento de 3 segundos.

Ráfaga de 3 segundos (mph)	Milla más rápida		Prom. 10 min. (mph)	Media horaria (mph)
	Velocidad del viento (mph)	Período del promedio (sec)		
60	50	72	42	40
70	58	62	49	46
80	66	55	56	53
85	70	51	59	56
90	75	48	62	60
95	78	46	66	63
100	80	45	69	66
105	85	42	73	70
110	90	40	76	73
115	95	38	80	76
120	100	36	83	79
125	105	34	87	83
130	110	33	90	86
135	115	31	94	89
140	120	30	97	93
145	125	29	101	96
150	130	28	104	99
155	135	27	108	103
160	140	26	111	106
165	145	25	115	109
170	150	24	118	113

- Notas: 1. Para convertir a [m/s] los valores anteriores se deben multiplicar por 0.447.
2. Se puede interpolar linealmente entre los valores listados.

ANEXO M: FACTORES DE CONVERSIÓN AL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (Normativo)

Este Anexo contiene los factores de conversión habitualmente requeridos para pasar al Sistema Internacional de Unidades (SI).

Para convertir de	a	Multiplicar por
pulgadas (in)	milímetros [mm]	25.40
pies (ft)	metros [m]	0.3048
pies cuadrados (ft ²)	metros cuadrados [m ²]	0.0929
pies cúbicos (ft ³)	metros cúbicos [m ³]	0.0283
aceleración de la gravedad, g, (32.1 ft/s ²)	aceleración de la gravedad, g, (9.81 m/s ²)	0.3048
libras [fuerza] (lb)	newtons [N]	4.4482
libras [masa] (lb)	kilogramos [kg]	0.4536
libras por pie cúbico (lb/ft ³)	kilonewtons por metro cúbico [kN/m ³]	0.1571
libras por pie cuadrado (lb/ft ²)	pascales [Pa]	47.88
kips por pulgada cuadrada (ksi)	megapascales [MPa]	6.8948
millas por hora (mph)	metros por segundo [m/s]	0.4470

ANEXO N: REFERENCIAS (Informativo)

ACI, "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318-05, American Concrete Institute, 2005.

AISC, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings, AISC-LRFD-99, 3° ed., American Institute of Steel Construction, 2001.

AISI, "North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members", AISI-2001, American Iron and Steel Institute, 2001.

ASCE, "Design of Latticed Steel Transmission Structures" ASCE 10-97, American Society of Civil Engineers, 1997.

ASCE, "Design of Steel Transmission Pole Structures", ASCE Manual No.72, American Society of Civil Engineers, 1990.

ASCE, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers, New York, NY, 2003.

AASHTO, "Standard Specifications for Structural Support for Highway Signs, Luminaries and Traffic Signals ", AASHTO 2001 with interims, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2002

ASTM, Material specifications, ASTM International, West Conshohocken, PA.

AWS, "Structural Welding Code – Steel, ANSI/AWS D1.1-00, American Welding Society, 2002.

BS, "Lattice towers and masts - Part 1: Code of practice for loading", BS8100, British Standards, 1995.

CEN, "Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts", ENV 1993-3-1, European Committee for Standardization 1997.

CSA, "Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures", 537-01 Canadian Standards Association, 2001.

EPRI, "Local Buckling Strength of Polygonal Tubular Poles", Report TLMRC-87-R3, Electric Power Research Institute, 1987.

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

IEEE, "Grounding of Industrial and Commercial Power Systems", IEEE 142-1991, Institute of Electrical and Electronics Engineers, 1991.

NAVFAC, "Soil Mechanics", NAVFAC DM 7.01, Naval Facilities Engineering Command, VA, 1996.