

PATRONES DE CARGA REGLAMENTARIOS PARA TORRES DE TRANSMISIÓN DE ALTA TENSIÓN SUJETAS A VIENTO INTENSO¹

Edgar Tapia-Hernández² y Emilio Sordo-Zabay³

Se analizan dos torres de celosía para transmisión eléctrica de alta tensión, aplicando 14 patrones de velocidad de viento, según diferentes reglamentos internacionales, y describiendo las características generales de las torres y normas utilizadas. Se realiza un análisis no lineal ante carga estática monótona creciente para obtener las velocidades de viento regionales asociadas al colapso estructural. El estudio muestra la conveniencia de que el patrón de velocidades considere en forma explícita las diferencias entre vientos continentales y huracanados, así como ciertas inconsistencias en algunos reglamentos.

Palabras clave: mecanismo de colapso, relación de solidez, torres de transmisión, viento.

REGULATORY LOAD PATTERNS FOR HIGH VOLTAGE TRANSMISSION TOWERS SUBJECT TO INTENSE WINDS

Two latticed transmission towers are analyzed under the action of 14 different wind velocity patterns corresponding to several international wind design codes. General characteristics of the studied towers and the loading characteristics are described in the body of the document. A pushover static analysis is performed to obtain the design wind velocities associated to structural collapse. Results illustrate the need to explicitly account for the specific wind velocity patterns associated to cyclonic winds. Some code inconsistencies are also highlighted.

Keywords: collapse mechanism, solidity ratio, transmission towers, wind.

INTRODUCCIÓN

El aumento de la actividad e intensidad ciclónica en los últimos años (Webster et al., 2005; Holmes, 2008) ha traído como consecuencia la reiterada afectación a las líneas de transmisión eléctrica. Aunque generalmente estos daños son relativamente controlables e incluidos dentro del riesgo supuesto en el diseño contra eventos accidentales como los huracanes, han aumentado las pérdidas económicas y las interrupciones en el servicio eléctrico conforme aumenta dicha actividad, causante de los daños y colapsos producidos a centenares de torres de transmisión (Figura 1). El tifón No21 en 2002 y los huracanes Wilma, Rita y Katrina en 2005, Ike y Gustav en 2008 y Earl y Alex en el 2010 son sólo algunos ejemplos. Se conoce como huracán a los fenómenos que ocurren en las costas del continente americano (Océano Atlántico occidental y en el Océano Pacífico oriental), mientras que estos fenómenos son conocidos como Tifones en el Océano Pacífico occidental y como Ciclones en el Océano Índico y el Océano Pacífico sur.

Existen diferencias importantes entre la respuesta de torres de transmisión de alta tensión sujetas a viento y la de otras estructuras, debido a que generalmente se diseñan con márgenes de seguridad más pequeños y la extensión de las líneas hace más probable que sean receptoras de algún viento intenso como un huracán (Holmes, 2007).

Adicionalmente, es reconocida la complejidad del comportamiento de las torres de transmisión, incluyendo el efecto de las conexiones entre elementos (Kemp y Behncke, 1998), las diferencias en el comportamiento entre torres de tensión y de suspensión y la influencia del comportamiento inelástico de los conductores y sus modos de

¹ Artículo recibido el 9 de julio del 2012 y aceptado para publicación el 17 de octubre de 2012.

² Profesor Titular, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, Av. San Pablo 180, México, D.F., E-mail: etapia@correo.azc.uam.mx.

³ Profesor Titular, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, Av. San Pablo 180, México, D.F., E-mail: esz@correo.azc.uam.mx.

vibración particulares (Yasui et al., 1999), entre otros aspectos. Esto ha obligado a que existan diversos manuales específicos para el análisis y diseño de estos sistemas estructurales (por ejemplo, ASCE Manual of Practice No.74 1991 y National Electric Safety Code 1997), a los cuales suelen remitir algunos reglamentos para diseño eólico internacionales como el ASCE SEI 7-05 (ASCE, 2006) y AS NZS 1170.2 (AS/NZS, 2002).



Figura 1: Daño en torres de alta tensión ocasionados por el huracán Wilma en la península de Yucatán, México.

Sin embargo, y dada la complejidad relativa de estos manuales, estas reglamentaciones proponen criterios y valores de diseño generales simples para dicho cálculo, que deben establecerse mediante un enfoque probabilístico de falla. Por supuesto, cada reglamento tiene una concepción diferente de los patrones de velocidad que deben aplicarse a dichos sistemas estructurales, con consideraciones explícitas en pocos casos a las distribuciones verticales de las velocidades de viento ciclónicas que algunas mediciones recientes parecen señalar como diferentes a los tradicionalmente considerados para vientos continentales estándar (Amano et al., 1999; Shanmugasundaram et al., 1999). Sin embargo, el impacto de dichas observaciones en la seguridad de diseños que no consideran diferencias entre vientos ciclónicos y continentales es un tema todavía en discusión (Sparks, 2003).

El objetivo de este trabajo es presentar una visión comparativa de cuatro reglamentos generales de diseño eólico en su aplicación al análisis de torres de transmisión estructuradas con perfiles de acero en celosía bajo la acción de vientos huracanados. En particular, se estudian dos reglamentos internacionales de gran reconocimiento: el estadounidense ASCE SEI 7-05 (ASCE, 2006) y el australiano/neozelandés AS/NZS 1170.2 (AS/NZS, 2002) y dos normas mexicanas: las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV, 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Mexicano (RCDF, 2004) y el Capítulo de Diseño por Viento del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). Los patrones de fuerza derivados de los reglamentos se aplican a dos torres estándar de transmisión de alta tensión, para tratar de determinar mediante un análisis no lineal las velocidades eólicas de diseño y los gradientes que provocarían el colapso estructural, con la finalidad de observar las diferencias que se obtendrían al utilizar los criterios de los códigos indicados.

MODELOS ESTUDIADOS

Se estudiaron dos torres de transmisión de alta tensión para 400 kV de 53 m de altura, semejantes en dimensiones generales a las torres colapsadas en la línea Nizuc – Playa del Carmen durante el huracán Wilma en la Península de Yucatán, México (Figura 1). Las torres están estructuradas con ángulos comerciales de alta resistencia (ver Figura 2) unidos con tornillos A394 y están diseñadas para soportar una deflexión máxima de 10 grados (torre 53T10) y 60 grados (torre 53T60) respectivamente. Se llama deflexión D a los grados que cambia la trayectoria de la línea en el plano en los levantamientos topográficos de líneas de transmisión de alta tensión (Figura 3). Las torres estudiadas tienen dos circuitos con un conductor por fase en seis crucetas para conductores y dos para hilo de guarda en la cumbre.



a) Vista general



b) Conexión tipo

Figura 2: (a) Torre 53T10 normalizada y (b) conexión tipo.

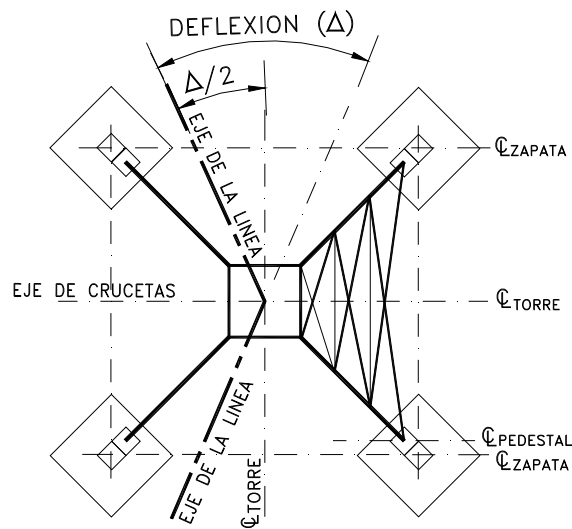


Figura 3: Definición de la deflexión D en líneas de transmisión de alta tensión.

En el estudio se consideró la separación máxima entre torres de 400 m conforme a las características de diseño. Los conductores se consideraron del tipo ACSR 1113 con una tensión de 36.28 kN (3,700 kg-fuerza) y un peso de 18.34 N/m (1.87 kg-fuerza/m), mientras que la tensión en el hilo de guarda es de 9.32 kN (950 kg-fuerza) con un peso igual a 3.98 N/m (0.406 kg-fuerza/m), el peso de la cadena de aisladores se supuso igual a 3.08 kN (314 kg-fuerza) (Tapia y Valdepeña, 2002).

Se realizó un modelo de las torres existentes en el programa comercial SAP2000 para estudiar su comportamiento elástico. Los modelos, que consideran los elementos como barras articuladas en sus extremos, incluyen el peso de los conductores, peso de las cadenas de aisladores, el peso propio de los elementos estructurales y tensiones mecánicas y no consideran la contribución a la rigidez lateral que podrían aportar los cables. Así, en la

Tabla 1 se indican las características de los primeros tres modos de las torres, que incluyen una masa puntual en las crucetas para considerar el peso de los cables y accesorios. Debido a que las torres estudiadas tienen base y sección transversal cuadrada con caras armadas con secciones estructurales idénticas no es extraño que los primeros dos modos sean de translación y de magnitud significativamente similar (Tabla 1). En la Figura 4 se muestran las configuraciones modales esquemáticas de la torre 53T10 con fines ilustrativos.

Tabla 1: Características de los periodos modales de las torres.

Modo	Torre 53T10	Torre 53T60	Dirección
1	0.79 seg	0.73 seg	Traslacional paralelo a la línea
2	0.79 seg	0.72 seg	Traslacional perpendicular a la línea
3	0.43 seg	0.49 seg	Rotacional

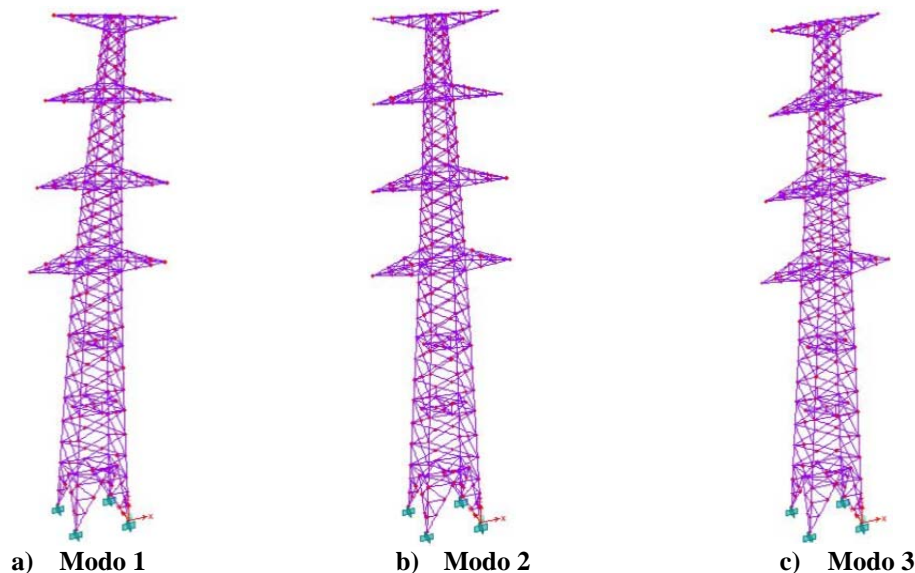


Figura 4: Configuración de los primeros tres modos fundamentales de la torre 53T10.

Tomando en cuenta los planos de las torres normalizadas, se determinaron las áreas sólidas totales, considerando el área de las diagonales y los elementos montantes. La Figura 5 muestra el área sólida de las diagonales y los montantes en proporción del área sólida total, donde se observa la similar influencia de ambos tipos de elementos estructurales. A partir de estos resultados, se determinó el coeficiente relación de solidez ϕ (relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta), cuya variación con la altura se muestra en la Figura 6 para ambas torres.

REGLAMENTOS

A continuación se evalúan los patrones de fuerza eólica asociados a los reglamentos mexicanos para el diseño por viento: el manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008) y las Normas Técnicas (NTCV, 2004) y con fines comparativos, se incluyeron en el estudio el reglamento estadounidense ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2006) y el australiano/neozelandés AS/NZS 1170.2 (AS/NZS, 2002). Fundamentalmente, los reglamentos estudiados consideran la sollicitación eólica como el cálculo de un patrón de fuerzas verticales dependientes de la altura según la siguiente fórmula estándar:

$$F(z) = \frac{1}{2} \rho V(z)^2 G C_d A_f \quad (1)$$

en la que $F(z)$ es la fuerza total a una altura (z) sobre el área “tributaria” de contacto A_f , debida a la velocidad del viento a dicha altura $V(z)$. C_d es el coeficiente de arrastre global que depende de la forma de la torre y trata de tomar en cuenta en forma integral los coeficientes de arrastre de los elementos estructurales y la interferencia entre estos. G es un coeficiente de ráfaga o de amplificación dinámica que toma en cuenta el efecto de las fluctuaciones de la velocidad del viento y ρ es la densidad del aire. Esta última se considera igual a la densidad del aire al nivel mar a una temperatura de 25°C en todos los casos $\rho = 11.96 \text{ N/m}^3$ ($\rho = 1.22 \text{ kg-fuerza/m}^3$), considerando que el incremento en la densidad debida a la lluvia suele ser de poca importancia (Mehta y Delahay, 2004). La ecuación (1) está basada en la relación entre presión y velocidad en flujo atmosférico derivada de la ecuación clásica de Bernoulli para cuerpos no aerodinámicos (Simiu y Scanlan, 1996).

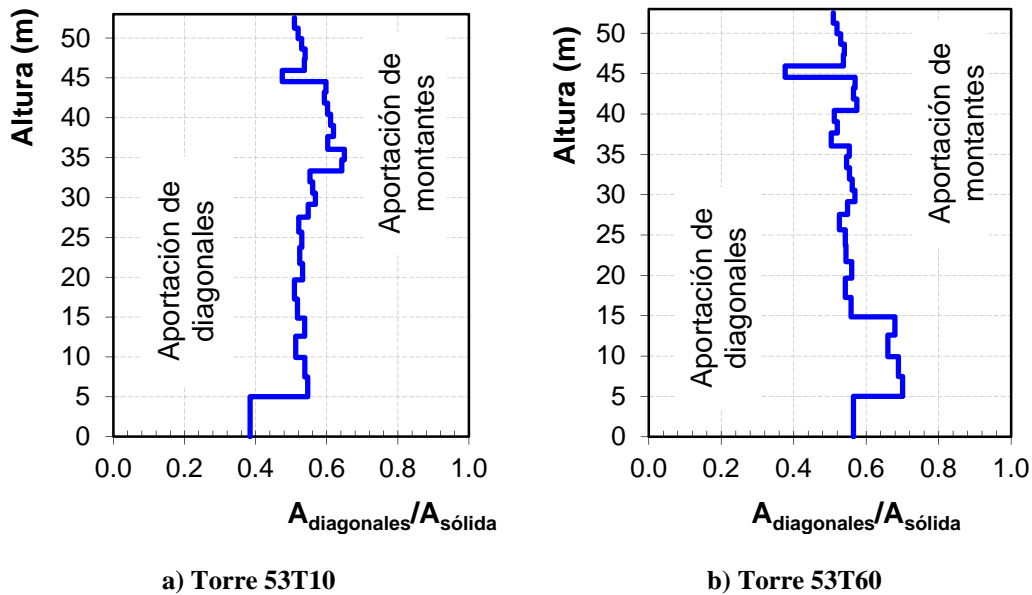


Figura 5: Comportamiento del área sólida de los elementos estructurales en la altura.

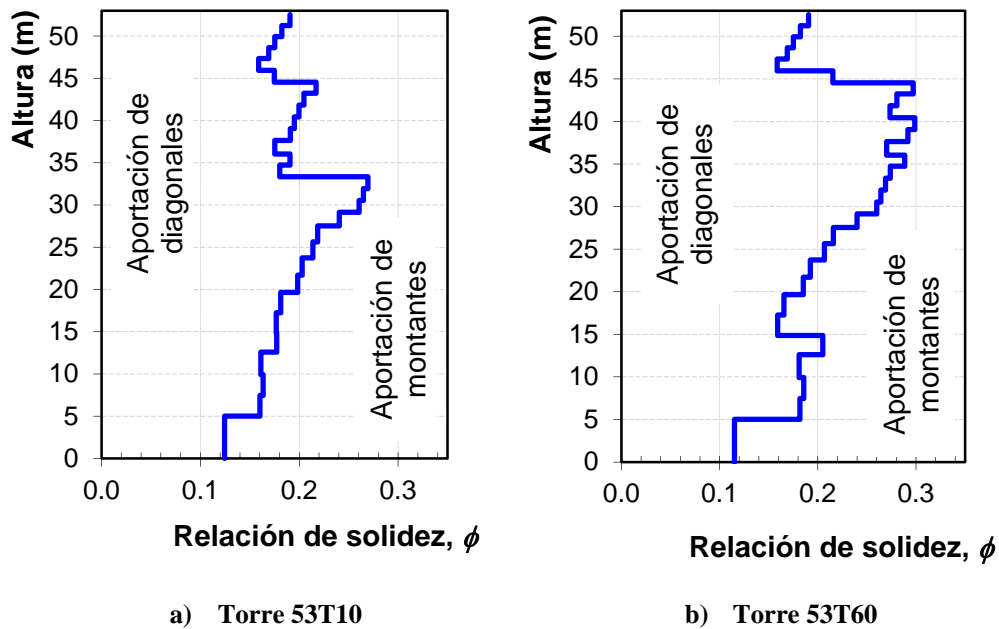


Figura 6: Variación de la relación de solidez ϕ con la altura.

La Figura 7 muestra las magnitudes del coeficiente de arrastre global C_d propuestos por los reglamentos mexicanos (CFE, 2008; NTCV, 2004), el norteamericano (ASCE, 2006) y el Australiano/Neozelandés (AS/NZS, 2002) para un intervalo de magnitudes típicas de la relación de solidez ϕ de las torres estudiadas. Se observa una gran coincidencia entre las magnitudes de los reglamentos comparados, con un máximo del 6% de diferencia con el ASCE-06 (establecido con la ecuación 2). Aunado a lo anterior, vale la pena mencionar que otros reglamentos como el Japonés (AIJ, 2006), incluido en la Figura 7, proponen coeficientes de arrastre C_d aún mayores para torres formados con ángulos en celosía de sección cuadrada.

$$C_d = 4\phi^2 - 5.9\phi + 4 \quad (2)$$

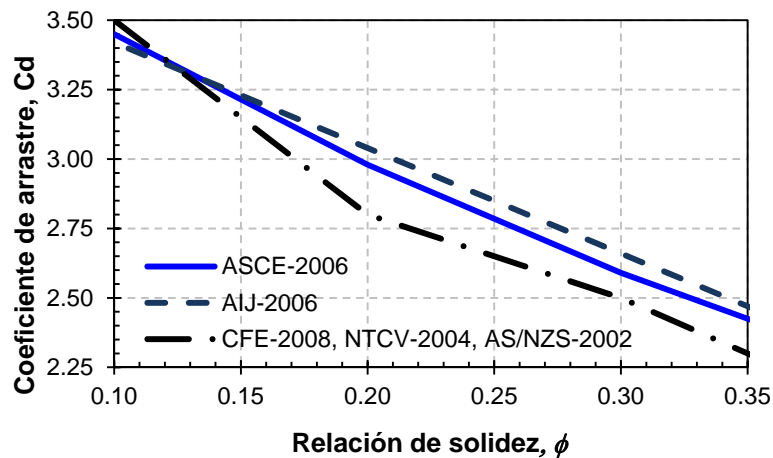


Figura 7: Variación del coeficiente de arrastre para los códigos estudiados.

El reglamento neozelandés (AS/NZS, 2002) es el único de los reglamentos comparados que presenta patrones de carga que dependen del evento que origina el viento (no ciclónicos y ciclónicos). La distinción se realiza mediante la velocidad regional que considera cuatro zonas en un mapa de ambos países; de las cuales dos regiones son no ciclónicas y dos son ciclónicas (AS/NZS, 2002). Esta velocidad regional V_R se estableció con tasas de ocurrencia de vientos extremos, a partir de mediciones de intensidad durante los eventos, la interpretación de datos satelitales y simulaciones desde finales de los ochentas (AS/NZS, 2002).

Adicionalmente, la distinción del evento que origina el viento: ciclones, vientos de ráfaga descendentes y vientos no ciclónicos (AS/NZS, 2002), se toma en cuenta nuevamente en la definición de la velocidad de diseño $V_{sit,b}$ mediante el factor $M_{z,cat}$. Este factor, que considera la variación del viento en la altura y en su dirección, se define en función de la rugosidad del terreno (1, 2, 3 y 4) usando dos tablas. La primera tabla define los factores $M_{z,cat}$ para los estados límites de servicio para todas las regiones y la segunda define los factores $M_{z,cat}$ para el estado último para las regiones de vientos ciclónicos (AS/NZS, 2002). La aproximación de las magnitudes del factor $M_{z,cat}$ para vientos no ciclónicos para terrenos con pocas obstrucciones es $M_{z,2} = 0.10 \ln z + 0.0001z + 0.77$ y para terrenos con categoría 3 es $M_{z,3} = 0.125 \ln z + 0.00025z + 0.55$, donde z es la altura en metros. Por otra parte, la aproximación del factor $M_{z,cat}$ para vientos ciclónicos en terrenos con pocas obstrucciones es $M_{z,1 y 2} = 0.15 \ln z + 0.0003z + 0.67$ y para terrenos con obstrucciones es $M_{z,3 y 4} = 0.20 \ln z + 0.0007z + 0.43$ (AS/NZS, 2002).

La diferencia más relevante entre los reglamentos estudiados radica en la consideración de la variación de velocidades dentro de la capa límite. En la Figura 8 se grafica, a efectos comparativos, el valor de $V(z)$ normalizado a la velocidad regional (velocidad máxima del viento, incluyendo ráfaga promedio en 3 segundos a 10 m de altura para terreno plano con obstáculos aislados). La Figura 8a muestra magnitudes de altura de hasta 500 m, donde se observa que el reglamento norteamericano y australiano/neozelandés consideran una relación entre la velocidad del viento gradiente y la regional de alrededor de $V(z)/V_R = 1.4$, dato en consonancia con mediciones reportadas en la literatura (Sparks, 2003). Las curvas de las figuras están referenciadas al tipo de terreno conforme a la Tabla 2.

Tabla 2: Identificación del tipo de terreno según el reglamento.

Tipo de terreno	AS/NZS-02	ASCE-06	NTCV-04	CFE-08
Campo abierto	Categoría 1	D	R1	Categoría 1
Algunos obstáculos	Categoría 2	C	R2	Categoría 2

En contraste, el manual de la CFE-08 establece esta relación en casi 1.6 y, por otro lado el único reglamento en el que una misma velocidad regional lleva a velocidades gradientes diferentes según el tipo de terreno son las NTCV-04. La Figura 8b acota las gráficas a la altura de las torres estudiadas (53 m). Aquí se observa una gran similitud entre los patrones de ASCE-06 y el AS/NZS-02 para vientos no ciclónicos en cada uno de los dos tipos de terreno plasmados. Es relevante destacar el patrón diferenciado que indica AS/NZS-02 para vientos ciclónicos, recogiendo de esta manera diversos indicios encontrados sobre el acortamiento de la capa límite en este tipo de eventos (Amano et al., 1999; Shanmugasundaram et al., 1999). En cuanto a la reglamentación mexicana, los patrones de carga de CFE-08 y NTCV-04 en la categoría 2 (terreno plano con pocas obstrucciones) son idénticos entre sí, aunque los patrones para la categoría 1 (escasas o nulas obstrucciones al flujo del viento) difieren sustancialmente. Vale la pena destacar el enfoque conservador que los reglamentos mexicanos (NTCV, 2004; CFE, 2008) proponen para alturas menores a 10 m.

Finalmente, los reglamentos establecen que para sistemas cuya frecuencia fundamental sea mayor a 1 Hz, el coeficiente de ráfaga o de amplificación dinámica G , que es utilizado para compensar la direccionalidad y la respuesta de fondo debida a la turbulencia fluctuante, se debe considerar igual a 1, excepto ASCE-06 que lo propone como $G = 0.85$.

En este sentido, dadas las frecuencias naturales de las torres estudiadas (Tabla 1) y a fin de simplificar el estudio comparativo, se decidió en esta etapa del estudio, no considerar ningún efecto dinámico en el estudio de las torres. De hecho, es reconocido (Holmes, 2007) que la respuesta dinámica resonante no suele ser un problema relevante en este tipo de sistemas estructurales y que el potencial resonante de los cables de transmisión se contrarresta por el alto amortiguamiento aerodinámico que suelen presentar.

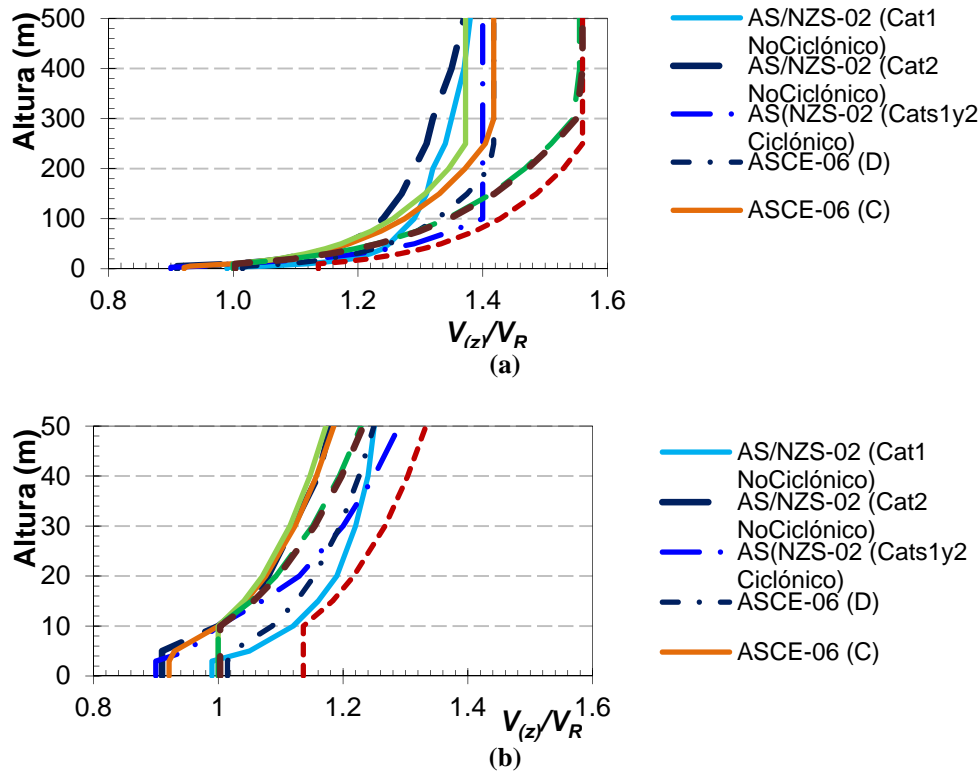


Figura 8: Variación con la altura de la velocidad eólica de diseño normalizada.

DESARROLLO

Estudio de los patrones de carga

Las cargas de viento sobre la torre y sobre los cables se calcularon de acuerdo a los reglamentos considerados para: a) terreno abierto, b) terreno con ciertas obstrucciones y c) zona típica suburbana. Además, se tomaron en cuenta las condiciones de viento ciclónico y viento no ciclónico que propone el reglamento neozelandés (AS/NZS, 2002).

En la Figura 9 se muestran las cargas obtenidas para algunas condiciones aplicadas a la torre 53T60. Por simplicidad, se ignoran los efectos dinámicos de la línea, aunque se sabe que esto, junto con el modo de soporte de los cables en tensión o suspensión influye en la resistencia final de la torre (Yasui et al., 1999). La clasificación de los terrenos conforme a cada reglamento en la Figura 9 se muestra en la Tabla 2.

En la Figura 9a se ilustran las características de las fuerzas obtenidas para la condición de campo abierto, mientras que en la Figura 9b se comparan las fuerzas para la condición de terreno con algunos obstáculos. En términos generales, las diferencias observadas se centran en las fuerzas asociadas a la parte inferior de la torre, las cuales no repercuten significativamente en el volteo ni en los esfuerzos de los elementos estructurales.

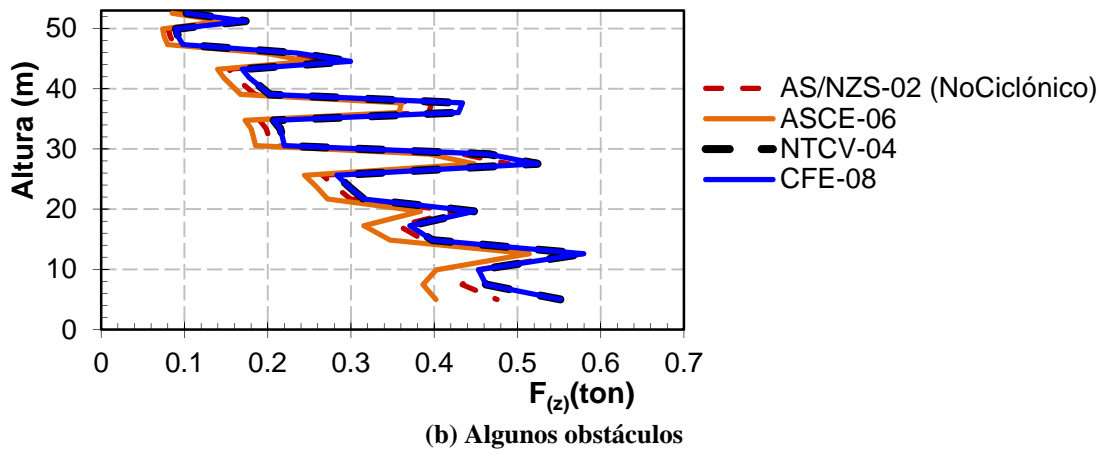
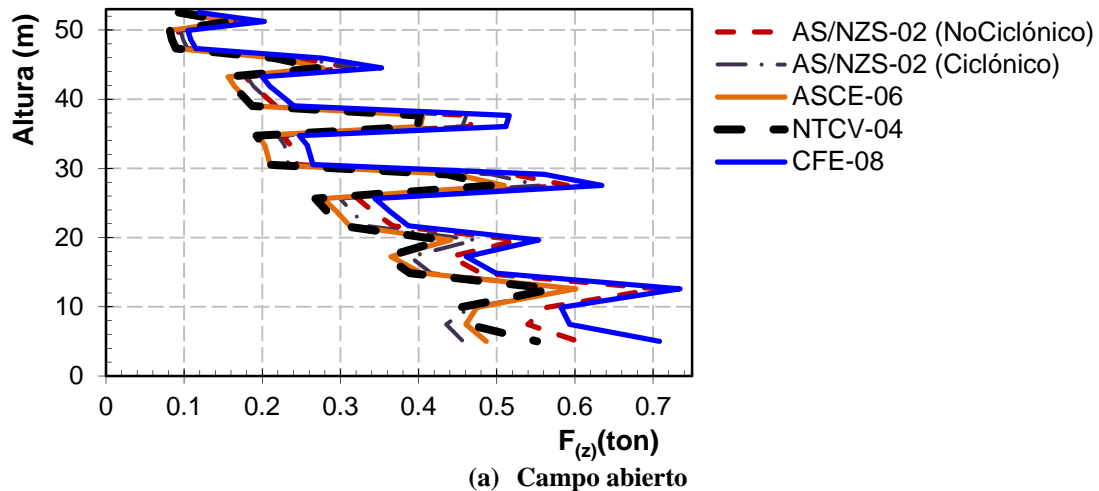


Figura 9: Fuerzas eólicas para algunas condiciones reglamentarias (torre 53T60).

La Figura 10 muestra una comparación entre las fuerzas resultantes para la torre 53T60, para los patrones de velocidad del AS/NZS-02 considerando o no vientos de tipo ciclónico. De la misma, se observa poca diferencia a efectos prácticos, puesto que la diferencia más importante entre dichos patrones se produciría a alturas mucho mayores (Figura 8). Este resultado es congruente con la observación realizada por Sparks (2003) en el sentido que las características de la capa límite ciclónica no afectan sustancialmente la práctica de la ingeniería eólica “normal”. De hecho, se observa incluso una leve reducción en las fuerzas a bajas alturas que, como se mencionó anteriormente, no ha de repercutir en el diseño de este tipo de sistemas.

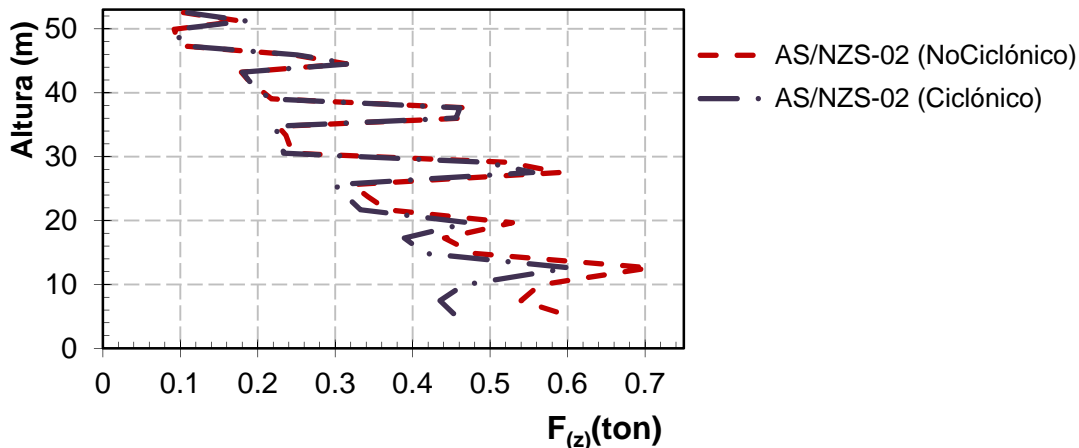


Figura 10: Características de patrón ciclónico y no ciclónico de acuerdo a las AS-NZS (torre 53T60).

Un resumen numérico de las fuerzas de diseño para una velocidad regional de $V_R = 100$ kph se presenta en la Figura 11a para fuerzas totales sobre la estructura y en la Figura 11b en términos de los momentos de volteo totales. Se observa que, para la condición de campo abierto, los reglamentos mexicanos (CFE, 2008; NTCV, 2004) generan las fuerzas eólicas totales máxima y mínima de los reglamentos comparados, respectivamente. Sin embargo, ambos reglamentos proponen fuerzas similares para las otras condiciones de terreno.

Asimismo, se observa que las NTCV-04 es el único reglamento que lleva a una fuerza total menor en campo abierto que con obstáculos, aunque se trata de una diferencia marginal. El reglamento neozelandés plantea la misma magnitud para sus categorías 1 y 2 (esto entre las condiciones para terreno en campo abierto y terreno con ciertas obstrucciones) en el caso de vientos ciclónicos, lo que lleva a fuerzas mayores (27%) en el terreno con algunos obstáculos que las propuestas por ASCE-06. Finalmente, se puede destacar la importancia de las solicitaciones generadas por la presión del viento en los cables, que representa el 40% de la fuerza total en promedio (50% del momento de volteo total).

Análisis estructural

Se modelaron las torres mediante el programa SAP2000 y se analizaron ante carga estática monótona creciente aplicando en primer lugar las cargas correspondientes al peso de la estructura, el peso de los cables y las tensiones y, posteriormente, una aplicación paulatina de cada uno de los patrones de viento actuando sobre la torre y los cables, hasta alcanzar el mecanismo de colapso estructural. Así, los modelos de los análisis no lineales incluyen el peso de los cables, peso de las cadenas de aisladores, peso propio de los elementos estructurales que conforman las torres, tensiones mecánicas y los patrones de carga asociados al viento sobre la estructura y cables (conductores e hilo de guarda).

En los modelos, se consideró el modelo de articulación plástica PMM, que considera en forma simple la interacción entre la fuerza axial y los momentos flexionantes. Es de señalar que, aunque se realizó un análisis no lineal, este no deja de ser una aproximación del comportamiento complejo que se espera de la torre bajo la acción del viento huracanado. Sin embargo, para fines comparativos entre los requerimientos de resistencia asociados a diversos reglamentos este análisis se considera adecuado.

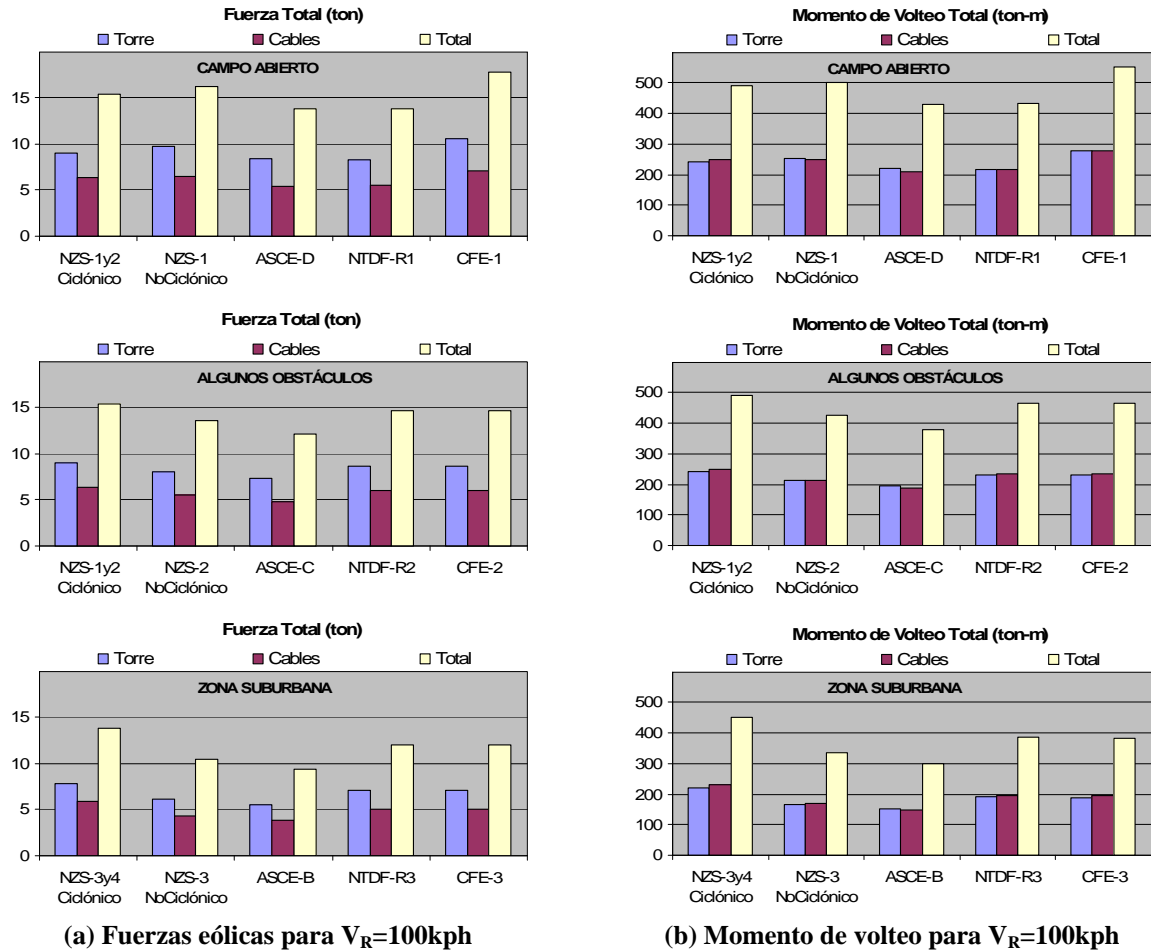


Figura 11: Resumen comparativo de las acciones eólicas asociadas a $V_R = 100\text{ kph}$ sobre la torre 53T60.

RESULTADOS

Cada una de las dos torres presentó bajo la simulación analítica una falla con diferente ubicación (Figura 12). Sin embargo, se debe hacer notar que dicho mecanismo de colapso fue independiente del patrón de fuerzas aplicado.

Por otro lado, en la Figura 13a se presentan en forma comparativa la magnitud de la fuerza eólica total necesaria para alcanzar la falla según los diferentes patrones reglamentarios estudiados. Se observa que, en términos generales, la torre 53T60 diseñada para soportar una mayor deflexión de la línea de transmisión (60 grados), es más resistente que la torre que resiste una menor deflexión (53T10), lo cual da indicios de que en el diseño original, la velocidad de viento utilizada probablemente era menor que la velocidad de falla, por lo que cobra mayor relevancia las fuerzas derivadas de las tensiones mecánicas en los cables en términos relativos.

La Figura 13b muestra la velocidad regional asociada a la magnitud de las fuerzas que se necesitaron aplicar a los modelos para inducir la falla. De esta figura, se pueden realizar varias observaciones de interés. En primer lugar, se nota que el efecto del grado de deflexión de la torre no afecta sustancialmente a la velocidad de diseño final resistente. Por otro lado, las provisiones de las normas neozelandesas para zonas ciclónicas (AS/NZS, 2002) son las que establecen un enfoque más conservador, debido a que relacionan la falla con vientos menores a la magnitud de los otros reglamentos comparados. En particular, se observan diferencias de hasta un 20% en las velocidades de viento asociadas a la falla para zonas suburbanas. En cuanto a las normas mexicanas (CFE, 2008; NTCV, 2004), se observa en términos generales una buena correspondencia entre las mismas con magnitudes intermedias a los dados por los otros reglamentos comparados. La única excepción es la aplicación de las NTCV-04 en la condición de

campo abierto, donde se obtienen las velocidades más altas de viento asociadas a la falla, al igual que en el ASCE-06.

Finalmente, con base en la comparación de las velocidades de viento asociadas a la falla obtenidas en esta investigación (Figura 12b), se infiere que el diseño al límite con el reglamento neozelandés (AS/NZS, 2002) bajo vientos ciclónicos está asociado a una rugosidad efectiva del terreno menor que la considerada para vientos no ciclónicos.

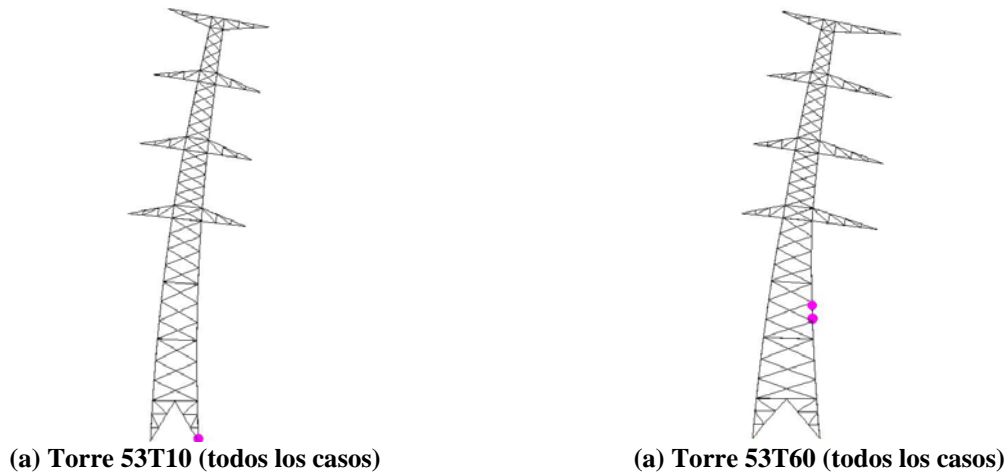


Figura 12: Modos de falla encontrados en las torres estudiadas.

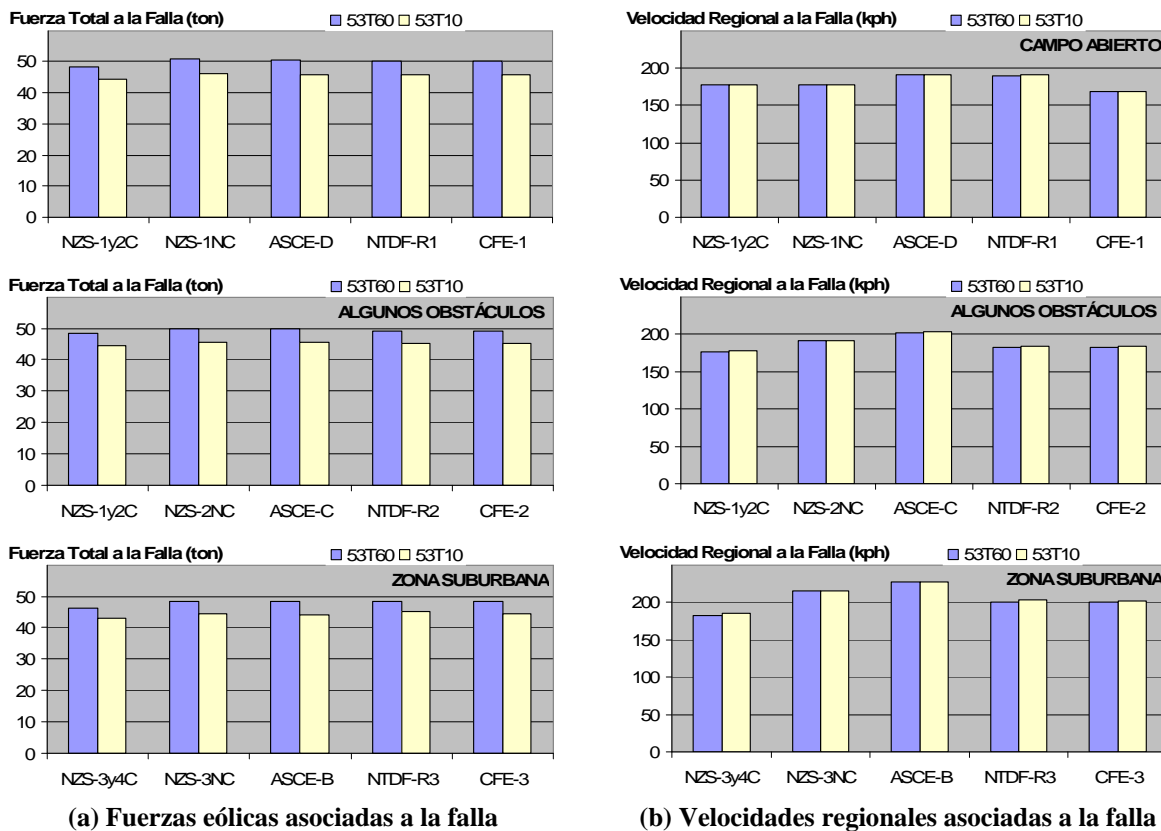


Figura 13: Resumen comparativo de las acciones eólicas asociadas a la falla de las torres.

CONCLUSIONES

Se estudiaron las características de la resistencia eólica última de dos torres de transmisión existentes de 53 m de altura con deflexiones de la línea de 10 y 60 grados, suponiendo patrones de fuerza obtenidos de cuatro reglamentos, dos mexicanos (CFE, 2008; NTCV, 2004), el norteamericano ASCE SEI 7-05 (ASCE, 2006) y el australiano/neozelandés AS/NZS 1170.2 (AS/NZS, 2002), para tres condiciones diferentes de terreno: a) terreno abierto, b) terreno con ciertas obstrucciones y c) zona típica suburbana. No se consideraron amplificaciones dinámicas dado que, entre otras consideraciones, el periodo fundamental de dichas torres es menor a 1.0 seg. Se presentaron los parámetros básicos de solidez ϕ de ambas torres necesarios para obtener los patrones de fuerza específicos para las diferentes opciones reglamentarias estudiadas. Finalmente, se aplicaron los patrones de fuerza a las torres en forma incremental en análisis inelásticos, para averiguar las velocidades de diseño que llevarían a la falla de acuerdo a los diferentes reglamentos.

Del estudio presentado, se pueden sintetizar entonces las siguientes observaciones más relevantes:

- Las normas neozelandesas (AS/NZS, 2002) establecen un patrón diferente de velocidades para diseño al límite bajo vientos huracanados. En el caso de las torres estudiadas, lleva a fuerzas eólicas similares para campo abierto. Sin embargo, en otros terrenos es notoria la diferencia, ocasionando a cargas más elevadas que la consideración de viento tipo huracanado. Esto refleja la consideración implícita de menor rugosidad efectiva (menor capa límite) ante huracanes de gran intensidad.
- Los patrones de velocidad de viento de los reglamentos mexicanos (NTCV, 2004; CFE, 2008) son idénticos entre sí para campo con algunas obstrucciones, pero difieren sustancialmente para la condición de campo abierto, donde CFE-08 está asociado a las fuerzas eólicas totales más conservadoras y, en contraste, las cargas relacionadas con las NTCV-04 son las menores de todos los reglamentos estudiados.
- Los reglamentos mexicanos (CFE, 2008; NTCV, 2004) tienen un enfoque conservador para los vientos a alturas menores a 10 m.
- Se notan ciertas inconsistencias en las NTCV-04; en particular, es el único reglamento que lleva a una fuerza total menor en campo abierto que en la condición con obstáculos, aunque se trate de una diferencia marginal. Además, para la misma velocidad regional está asociada a velocidades gradientes diferentes en función del tipo de terreno.
- El viento en los cables genera en promedio el 40% de la fuerza total y el 50% del momento de volteo.
- El grado de deflexión de la línea de las torres estudiadas no afecta sustancialmente a la velocidad de diseño final resistente.
- En términos generales, se observa una buena correspondencia entre las normas CFE-08 y las NTCV-04, con magnitudes intermedias de los patrones de carga estipulados en el reglamento norteamericano (ASCE, 2006) y neozelandés (AS/NZS, 2002). La única excepción es la aplicación de las NTCV-04 en la condición de campo abierto, donde se obtienen las velocidades más altas de viento asociadas a la falla, al igual que en el ASCE-06.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Prof. Luca Caracoglia de la Universidad Northeastern de Boston, Massachusetts por sus valiosos comentarios y sugerencias y al Ing. Juan Ávila Castro por las fotografías de daño en torres de transmisión de alta tensión en huracanes recientes en México.

REFERENCIAS

- Architectural Institute of Japan - AIJ (2006). *Recommendations for Loads on Buildings: Wind Loads*, Architectural Institute of Japan.
- Amano, T., Fukushima, H., Ohkuma, T., Kawaguchi, A. y Goto, S. (1999). "The observation of typhoon winds in Okinawa by Doppler sodar", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 83, pp. 11-20.
- American Society of Civil Engineers - ASCE (1991). *Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading*, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 74, ASCE Press, New York.
- American Society of Civil Engineers - ASCE (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI7-05, ASCE Press, New York.
- Australian/New Zealand Standards - AS/NZS (2002). *Structural Design Actions: Wind actions and Supplement 1*, AS/NZS 1170.2.
- Comisión Federal de Electricidad - CFE (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Viento*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- Holmes, J.D. (2007). *Wind Loading of Structures*, 2nd edition, Spon Press, London, UK.
- Holmes, J.D. (2008). "Impact of Climate Change on Design Wind Speeds in Cyclonic Regions", Report of Australian Building Codes Board – ABCB, JDH Consulting.
- Institute of Electrical and Electronics Engineering - IEEE(1997). *National Electric Safety Code, C2*, Institute of Electrical and Electronics Engineers Press.
- Kemp, A.R. y Behncke, R. H. (1998). "Behavior of Cross-Bracing in Latticed Towers", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 4, pp. 360-367.
- Mehta, K. C. y Delahay, J. M. (2004). *Guide to the Use of the Wind Load Provisions of ASCE 7-02*, ASCE Press, Reston, Virginia, USA.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento - NTCV (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, Tomo II, México.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - RCDF-04 (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, México.
- Shanmugasundaram, J., Harikrishna, P., Gomathinayagam, S. y Lakshmanan, N. (1999). "Wind, terrain and structural damping characteristics under tropical cyclone conditions", *Engineering Structures*, Vol. 21, pp. 1006-1014.
- Simiu, E. y Scanlan, R. H. (1996). *Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design*, 3rd edition, John Wiley & Sons, New York.
- Sparks, P. R. (2003). "Wind speeds in tropical cyclones and associated insurance losses", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 91, pp. 1731-1751.
- Tapia, F. y Valdepeña, M. (2002). *Compendio de torres de líneas de transmisión: Torres de 230 kV y 400 kV*, 1^{era} edición, Departamento de Ingeniería Civil, Compañía de Luz y Fuerza, México, D.F.
- Webster, P. J., Holland, G. J., Curry, J. A. y Chang, H. R. (2005). "Changes in tropical cyclone number, duration, and intensity in a warming environment", *Science Journal*, Vol. 309, pp. 1844-1846.
- Yasui H., Marukawa, H., Momomura, Y. y Ohkuma, T. (1999). "Analytical study on wind-induced vibration of power transmission towers", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 83, pp. 431-441.

