

DEMANDAS INELÁSTICAS EN TORRES DE TRANSMISIÓN ANTE VIENTO INTENSO¹

Edgar Tapia Hernández², Santiago de Jesús Ibarra González³

Resumen: En este artículo se discuten los resultados de análisis inelásticos ante carga estática monótona creciente para evaluar la capacidad y mecanismo de colapso de dos torres de transmisión sometidas a patrones de carga por viento. Los análisis inelásticos en tres dimensiones se desarrollaron en OpenSees considerando diferentes patrones de carga de reglamentos internacionales especializados. De acuerdo con los resultados, el mecanismo de colapso en las estructuras estudiadas está liderado por una falla provocada por concentración del daño con una distribución no uniforme en la altura de la respuesta inelástica y altas reservas de resistencia.

Palabras clave: mecanismo de colapso, soberresistencia, torres de transmisión, viento.

INELASTIC DEMANDS OF TRANSMISSION TOWERS UNDER INTENSE WIND

Abstract: In this paper, nonlinear static pushover analyses were carried out for assessing the capacity and collapse mechanism of two transmission tower under load wind patterns. Three-dimensional inelastic analyses were performed using OpenSees. Different load distribution patterns were considered from the application of specialized international codes. According to the results, the collapse mechanism in the studied structures is led by a failure caused by a damage concentration with a non-uniform inelastic response along the height and high reserves of strength.

Keywords: collapse mechanism, overstrength, transmission towers, wind.

INTRODUCCIÓN

En años recientes, el colapso de torres de transmisión de celosía relacionadas con fenómenos hidrometeorológicos se ha incrementado en México (figura 1). A pesar de que el daño es controlable, la vulnerabilidad de las líneas de transmisión ante fenómenos naturales es una preocupación para los diseñadores, propietarios, administradores y la sociedad en general. Con la investigación numérica y experimental suficiente sería posible determinar y cuantificar la probabilidad de falla o el número de fallas de una línea de transmisión en un periodo de tiempo determinado. Sin embargo, hay muchas incertidumbres en relación con la exposición de la estructura, patrones de presión, generación de tormentas y condiciones particulares que dificultan el cumplimiento de ese objetivo.

Aunque las torres de la línea de transmisión se diseñan con reglamentos especializados, su mecanismo de colapso depende de varios factores como detalles en el diseño inadecuados, defectos del material, errores durante las maniobras de montaje, fuerzas imprevistas durante el ensamblaje, variación en la resistencia de los tornillos, un detalle defectuoso en las conexiones, etc. (Prasad et al., 2012). En la mayoría de los casos, las fallas son causadas por el pandeo en los montantes sometidos a compresión como se demuestra en Tapia y Sordo (2012).

En este artículo se reportan los resultados de análisis no lineales de dos torres de transmisión diseñadas para cumplir con las recomendaciones de diseño del reglamento mexicano por viento (MOC-CFE-08, 2008) y las normas

¹Artículo recibido el 19 de septiembre de 2014 y aceptado para publicación el 22 de abril de 2015.

²Profesor Titular, Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, Av. San Pablo, 180, CP. 02200, México, D.F. E-mail: etapiah@azc.uam.mx.

³Estudiante de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, Av. San Pablo 180, CP. 02200, México, D.F. E-mail: tiosanti_012@hotmail.com.

de diseño de estructuras de acero para el Distrito Federal mexicano (RCDF-04, 2004). El objetivo de la investigación se centra en estudiar el desempeño de torres de transmisión reales con el propósito de mejorar el conocimiento adquirido y proponer algunas recomendaciones de diseño.



Figura 1: Torres de transmisión dañadas por viento intenso en México.

Los modelos de las dos torres de transmisión se estudian bajo análisis ante carga estática monótona creciente, incrementando el perfil de presiones relacionado con el viento para estimar el mecanismo de colapso. En los análisis, los patrones de carga se determinan con diferentes reglamentos internacionales especializados: de Estados Unidos ASCE SEI 7-10 (ASCE 7-05, 2005); el japonés AIJ-06 (AIJ-06, 2006); el australiano y neozelandés (AS/NZS-11, 2011); el Hindú IS 875 (IS875-95, 1995) y dos reglamentos mexicanos: a) Manual de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08, 2008) y b) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04, 2004). Los resultados de los análisis se utilizan para: a) definir las curvas esfuerzo-deformación, b) definir la curva global carga-deformación, c) evaluar la concentración de los factores de distorsión, d) definir las instantáneas de fluencia del mecanismo de colapso y e) evaluar la capacidad de sobrerresistencia y ductilidad.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

Las dos torres de transmisión que se estudian en esta investigación tienen la capacidad de transportar hasta 400 kV y tienen alturas de 42.68 m (modelo 43T10) y 52.53 m (modelo 53T10). Los análisis se modelaron en tres dimensiones, a partir de las longitudes y secciones estructurales de los planos de fabricación y montaje. En la Figura 2 se muestra una elevación lateral de las torres, que están diseñadas para soportar una deflexión máxima de 10 grados, una separación entre estructuras de 400 m y una tensión mecánica en los conductores e hilo de guarda, igual a 36.3 kN y 9.3 kN, respectivamente.

Las torres de celosía se analizaron inicialmente con el programa SAP2000 (CSI, 2009) (Figura 3) mediante análisis elásticos en tres dimensiones considerando:

- El peso propio de los conductores, los aisladores y los elementos estructurales.
- Las fuerzas provocadas por la tensión mecánica en los conductores causadas por la desviación de la línea de transmisión ($\Delta = 10^\circ$).
- Las fuerzas de diseño por viento sobre la superficie de los conductores y los elementos estructurales de la torre.

Por otra parte, considerando la condición real de la estructura (Figura 3c), sólo las diagonales se modelaron con ambos extremos articulados, mientras, que los montantes se modelaron como elementos continuos para considerar una transmisión de la rigidez y resistencia a flexión.

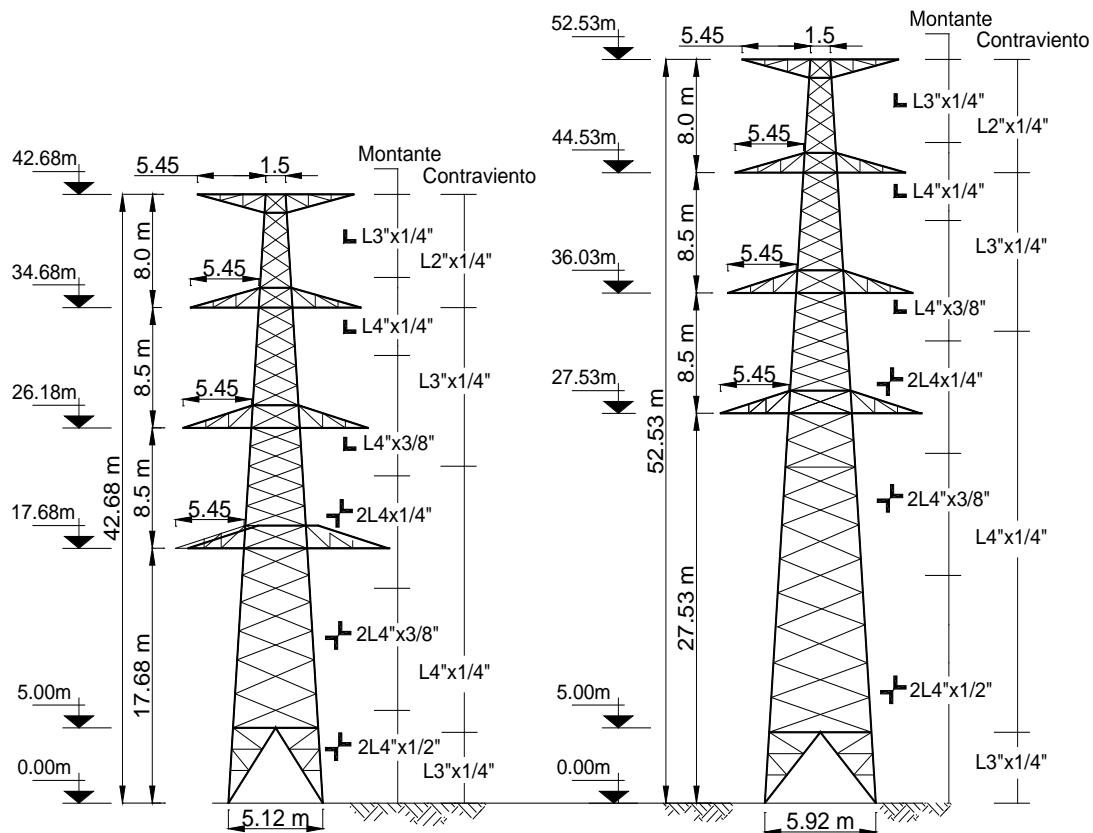


Figura 2: Elevación lateral de las torres de celosía estudiadas.

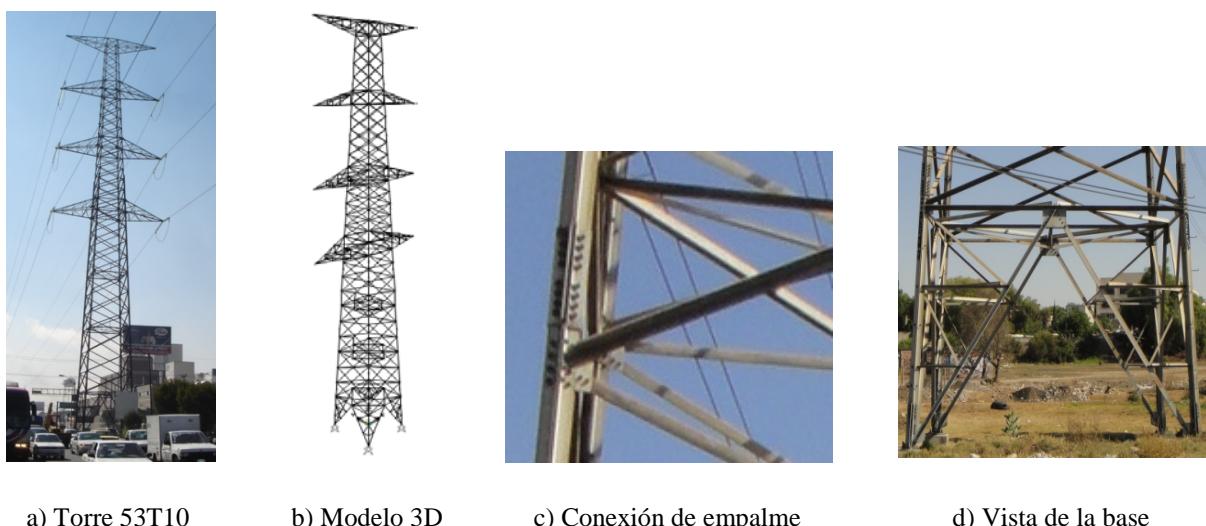


Figura 3: Detalles de las torres en estudio.

Las cargas se modelaron como fuerzas nodales en los extremos de los elementos estructurales, las cuales tienen la misma magnitud por nivel a causa de la simetría en la estructura real (Figura 3d). La resistencia axial de los elementos estructurales está limitada por el pandeo global en el eje de menor inercia en las secciones de los ángulos

sencillos, mientras el pandeo global lateral en las secciones formadas por dos ángulos unidos en esquina se modeló en el eje principal de inercia. Conforme a los resultados, las torres de transmisión cumplen con los requisitos del reglamentarios para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04, 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal mexicano (RCDF-04) ante el patrón de cargas por viento de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004). Las propiedades dinámicas de las torres se muestran en la Tabla 1. En Ibarra (2014) es posible encontrar mayor información de la respuesta de las estructuras.

Tabla 1: Propiedades dinámicas de las torres estudiadas.

Modelo		Translación a lo largo de la línea	Translación perpendicular a la línea	Rotacional
43T10	Periodo	0.49 Seg	0.49 Seg	0.18 Seg
	Frecuencia	2.03 Hz	2.05 Hz	5.65 Hz
53T10	Periodo	0.61 Seg	0.60 Seg	0.20 Seg
	Frecuencia	1.65 Hz	1.66 Hz	5.08 Hz

Con base en los resultados de los análisis, la mayor demanda en la estructura se presenta en una combinación de carga que considera el peso propio de los elementos estructurales, cables, herrajes y accesorios, tensiones mecánicas en los cables y la presión del viento aplicada perpendicular al eje de la línea en los cables y en el cuerpo de la torre.

Conforme a los resultados del análisis, la carga axial máxima que deben resistir los elementos de apoyo más demandados es 664.5 kN en el modelo 43T10 y 868.5 kN en el modelo 53T10. El porcentaje de contribución en función al origen de la demanda que provoca esa magnitud carga axial se muestra en la Tabla 2. En ella se nota que la mayor demanda está relacionada con los patrones de carga lateral, donde casi la mitad de la carga axial depende de la intensidad de la demanda provocada por el viento sobre la estructura.

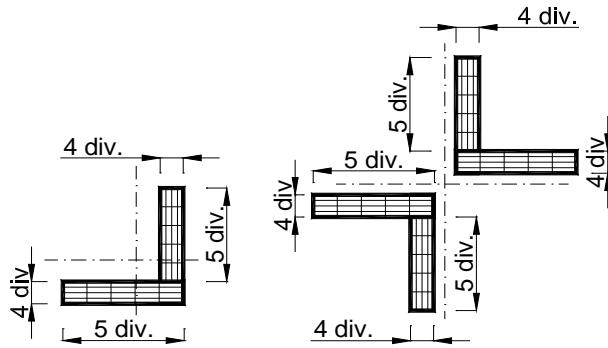
Tabla 2: Porcentaje de participación en el apoyo crítico de las torres estudiadas.

Cargas actuantes	Modelo	43T10	53T10
		Contribución (%)	Contribución (%)
Peso de los conductores		1.8	1.4
Peso de la torre de celosía		5.1	5.0
Tensión mecánica en conductores		17.9	15.0
Presión del viento en conductores		25.2	30.0
Presión del viento en el cuerpo de la torre		50.0	48.6
	$\Sigma =$	100.0	100.0

MODELOS INELÁSTICOS

Los modelos inelásticos de las torres de transmisión se analizaron con el programa OpenSees (Mazzoni et al., 2006). Las secciones de los elementos estructurales de las torres de celosía se discretizaron para que desarrollaran la plasticidad en toda la sección transversal. Así, la sección transversal de los elementos se subdividió en segmentos rectangulares fraccionados en fibras como se muestra en la Figura 4.

En los análisis inelásticos discretizados en fibras, el modelo 43T10 está formado por 879 elementos, mientras que el modelo 53T10 tenía 980 elementos. Pese a esto, no se presentaron problemas con las capacidades de cómputo, donde los análisis ante los patrones de carga, que se discuten más adelante, tenían una duración de pocos minutos.



a) Sección con un sólo ángulo b) Sección con dos ángulos

Figura 4: Secciones discretizadas consideradas en el modelo.

En el modelo inelástico se incluyó una restricción torsional con el propósito de evitar que las fibras se desacoplaran por torsión a través del comando “Section Aggregator” (Mazzoni et al., 2006), este comando permite agregar una cierta característica del material (modelo fuerza – deformación) para un particular grado de libertad. Adicionalmente, la longitud del elemento se dividió para reproducir los efectos de segundo orden (Figura 5).

Conforme a los planos estructurales, los elementos estructurales se modelaron con acero A572 Gr. 50 con un esfuerzo de fluencia $F_y = 345$ MPa, un módulo elástico igual a $E = 200,000$ MPa y un módulo de elasticidad al esfuerzo cortante igual a $G = 77$ GPa; con excepción de los elementos con secciones menores o iguales a $L 2''x1/4''$, que están modelados con un acero A36 con un esfuerzo de fluencia igual a $F_y = 248$ MPa.

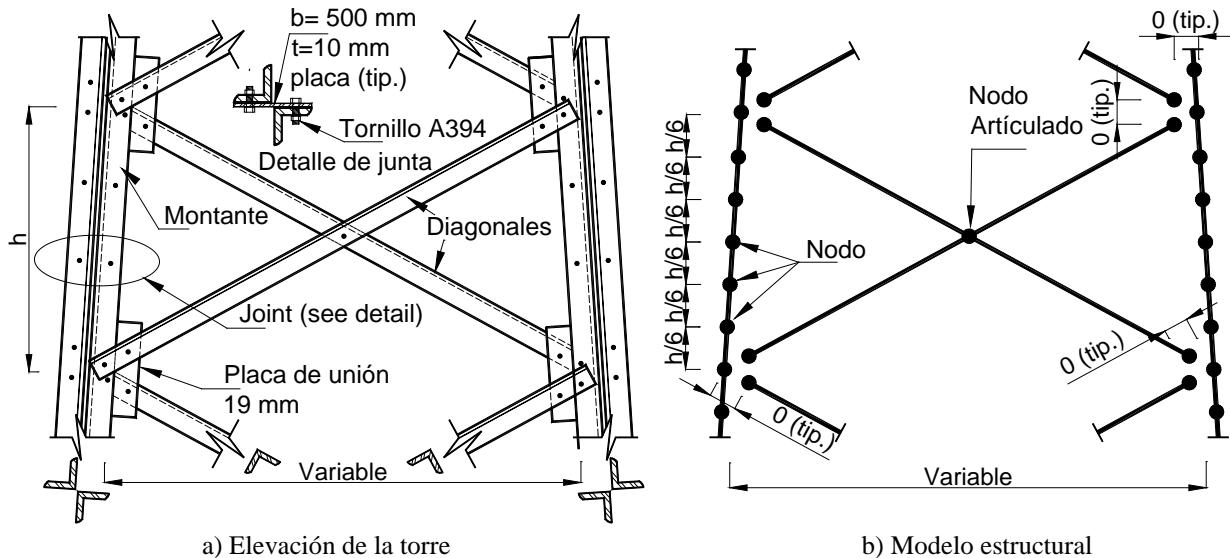


Figura 5: Detalles del modelo considerado en los análisis inelásticos.

Las propiedades del material se modelaron utilizando el endurecimiento por deformación propuesto por Giuffre-Menegotto-Pinto (GMP) con el fin de obtener una representación más realista en comparación con los modelos bilineales. Por lo anterior, el modelo propuesto en este estudio predice la respuesta realista del comportamiento histerético. De hecho, existe congruencia entre el modelo de OpenSees (Mazzoni et al., 2006) y los resultados de pruebas experimentales en elementos sujetos a cargas axiales en compresión (Tapia y Tena, 2013). Por lo tanto, el modelo utilizado es más adecuado que los modelos empíricos o semi-empíricos que necesitan datos experimentales para reproducir adecuadamente la respuesta estructural. Es posible encontrar otros detalles del modelado utilizado en Ibarra (2014).

ANÁLISIS ANTE CARGAS MONÓTONAS CRECIENTES

Con el propósito de lograr una rápida convergencia y debido a las no linealidades del material, la solución del algoritmo de Newton se definió a través de una librería en OpenSees (Mazzoni et al., 2006). Este tipo algoritmo utiliza una prueba en el incremento de energía que revisa una convergencia positiva de fuerza cuando la mitad del producto punto del incremento en desplazamiento y la fuerza en desequilibrio es menor que la tolerancia de 10^{-5} . Las ecuaciones se formaron mediante un esquema SparseGeneral y se enumeran usando el método inverso de Cuthill-McKee (RCM), el cual optimiza el proceso de enumerar los nodos con el fin de reducir el ancho de banda. Este tipo de análisis emite un mensaje de error cuando la estructura está desconectada (colapsada). Las restricciones fueron representadas con la librería “Plain” que hace cumplir las restricciones de puntos homogéneos (condiciones de frontera homogéneas).

Mediante un integrador de control de carga se realizó un único incremento en las cargas verticales: peso propio de la estructura, peso propio de los cables y aisladores y componentes de la tensión mecánica en los cables por la desviación de línea. Después de este paso, el tiempo en el dominio se reajusta a 0.0 y las cargas mencionadas se mantienen constantes. Posteriormente, los patrones de viento de carga se añadieron sobre la torre, en los aisladores y en los conductores mediante cargas laterales incrementales estáticas. Los elementos estructurales (montantes y diagonales) en el modelo de la torre fueron sometidos sólo a fuerzas nodales, sin cargas concentradas o distribuidas a lo largo de la longitud del elemento.

Los análisis ante cargas monótonas crecientes son útiles para evaluar la capacidad estructural o para caracterizar la curva de capacidad mediante un incremento de cargas laterales. Los análisis inelásticos (estáticos y dinámicos) no son comunes en la ingeniería eólica, porque las estructuras usualmente se diseñan para permanecer en el intervalo elástico ante las fuerzas de diseño por viento (Banik et al., 2008). Por esto, su aplicación está limitada a la determinación de las capacidades de estructuras bajo excitaciones sísmicas, debido a que ante demandas intensas la estructura puede ser diseñada en el intervalo inelástico. Sin embargo, en esta investigación las torres de transmisión se estudian en análisis inelásticos ante cargas estáticas monótonas crecientes con el propósito de evaluar la respuesta no lineal para estimar el mecanismo de colapso.

Protocolos de carga

Los patrones de carga por viento en la mayoría de los reglamentos de diseño se basan en la propuesta matemática sofisticada desarrollada en la década de los sesentas, por ejemplo Davenport (1961). Entonces, cada reglamento propone un patrón de cargas basado en mediciones locales y considerando la necesidad de hacer simplificaciones para su aplicación. Esta filosofía de determinación asume que por debajo de la altura gradiente, el perfil de velocidades de diseño se incrementa en función de la rugosidad del terreno (arbitrariamente los reglamentos de diseño definen de 3 a 5 categorías de terreno). La categoría del terreno se selecciona con base en la permanencia de las obstrucciones en la superficie; sin embargo, en situaciones reales, las categorías, en ocasiones, son difíciles de asignar. Por todo esto, existen incertidumbres en la forma que podrían desarrollar los patrones de carga lateral conforme la altura.

Entonces, a pesar de que los patrones de carga teóricos en los reglamentos se desarrollaron hace más de 40 años, cada reglamento evolucionó independientemente debido a las adaptaciones locales, de manera que los patrones de carga lateral que se obtienen para condiciones equivalentes pueden tener magnitudes muy diferentes dependiendo del reglamento.

En esta investigación, se consideraron los perfiles utilizando el reglamento de Estados Unidos (ASCE 7-05, 2005), el japonés (AIJ-06, 2006), el australiano y neozelandés (AS/NZS-11, 2011), el Hindú (IS 875-95, 1995) y los reglamentos mexicanos de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08, 2008) y las Normas Técnicas para el Distrito Federal (NTCV-04, 2004). En los cálculos se supuso una velocidad regional igual a $VR = 39 \text{ m/s}$ (140 km/hr) para un terreno plano e igualdad de factores de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento, factor de protección, etc.

En la Figura 6 se muestra el comportamiento de los patrones de carga considerados en este estudio. Es posible consultar una discusión comparativa más amplia de los criterios de reglamentos especializados en Ibarra y Tapia (2014).

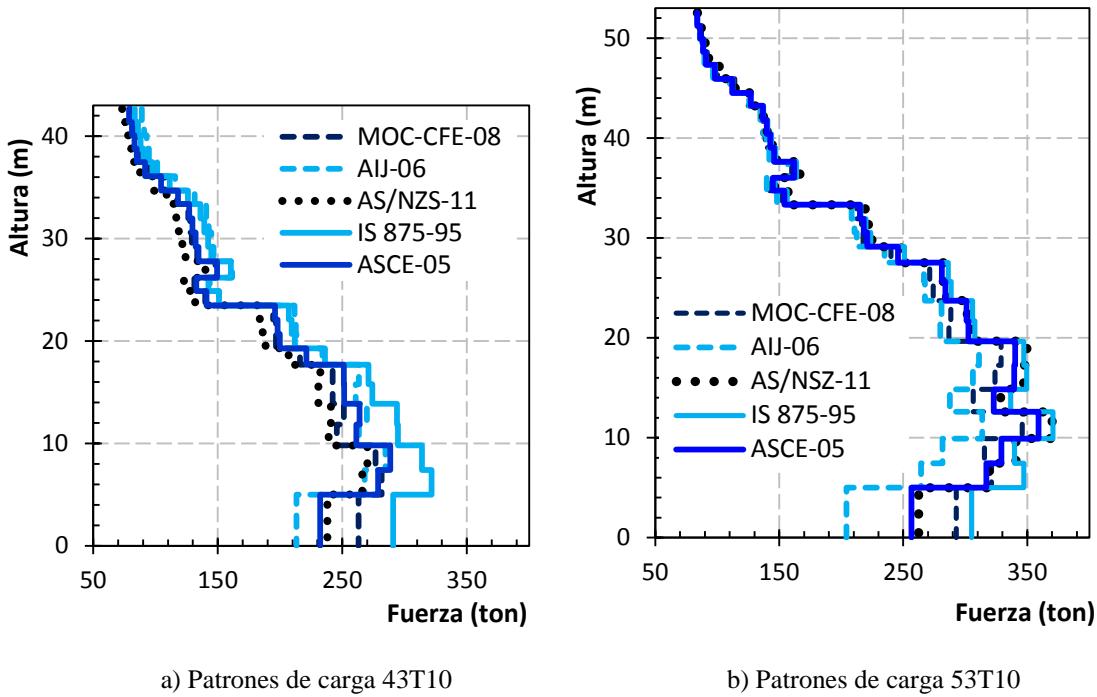


Figura 6: Comparación de los patrones de carga.

RESULTADOS DE ANÁLISIS INELÁSTICOS

En este estudio, el colapso incipiente se define por el punto en el que el acortamiento axial excede la capacidad de deformación máxima teórica del esfuerzo debido al pandeo considerando la investigación experimental (Kemp, 1996), a pesar de que en los análisis todavía hay convergencia para un aumento de la carga lateral.

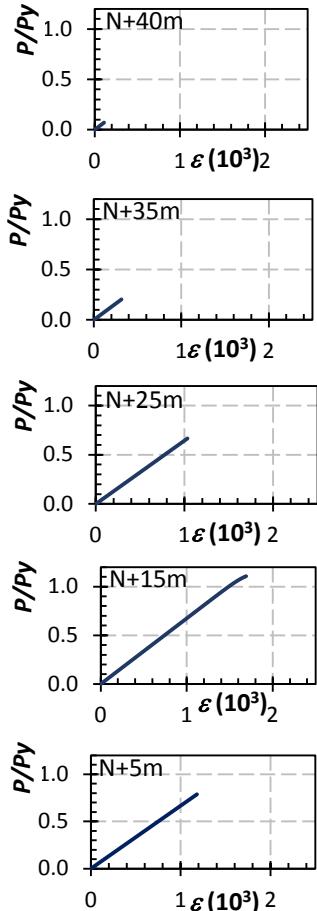
Debido a que las cargas por viento en la dirección transversal a la línea de transmisión eléctrica rigieron las demandas en la etapa elástica, los análisis inelásticos consideraron esta condición para la aplicación de las cargas monótonas crecientes. En la estructura, los montantes en el lado izquierdo están a tensión y soportan alargamientos, mientras los montantes en el lado derecho están en compresión axial y soportan acortamientos. En las gráficas, las curvas de capacidad de los elementos en su altura se muestran normalizando la carga axial con la carga de fluencia (pandeo por compresión R_c y fluencia por tensión P_y) contra la deformación unitaria ($\epsilon = \delta/L$).

Modelo 43T10

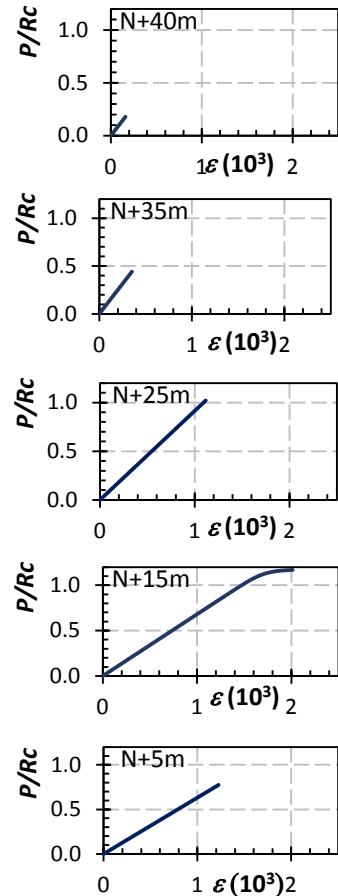
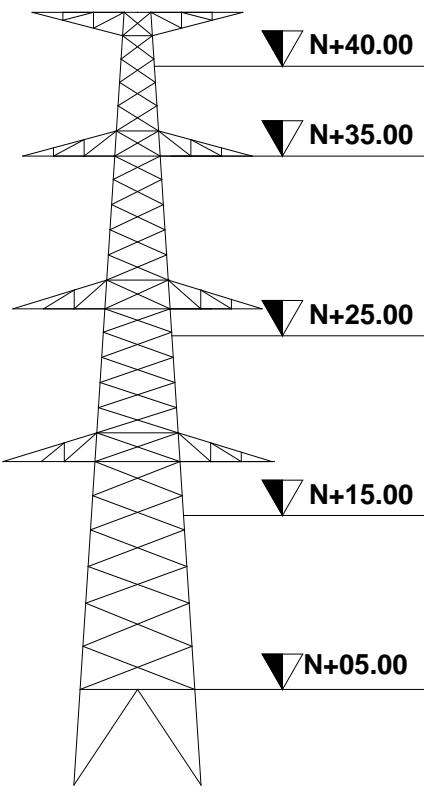
En la Figura 7 se muestra la respuesta inelástica del modelo 43T10. Los resultados muestran una concentración del daño con una distribución no uniforme de la respuesta inelástica de los elementos en la altura. La disipación de energía se obtiene principalmente por el pandeo en compresión o la fluencia por tensión de los montantes, sin que se produzca daño en las diagonales.

De hecho, el sistema de diagonales se mantuvo en el intervalo elástico a lo largo de los análisis. Por lo tanto, el mecanismo de colapso es completamente diferente al que se supone en el proceso de diseño, donde se espera que todos los elementos en altura desarrollen una respuesta inelástica.

En la Figura 8 se muestra el comportamiento de las fibras que conforman los montantes en tensión y compresión del montante a partir de segmentos entre el nivel 13.82 y 15.72 m, donde se encuentra el cambio de sección de 2 L4"x3/8" a 2L4"x1/4" a una altura de 14.77 m. Ese elemento de aproximadamente 1.90 m de longitud soporta la mayor acumulación del daño y, de hecho, el subelemento localizado a una altura de 15.16 m guía la inestabilidad que ocasiona el colapso. En realidad, la mayor parte de los segmentos que conforman el elemento incursionan en el intervalo inelástico.

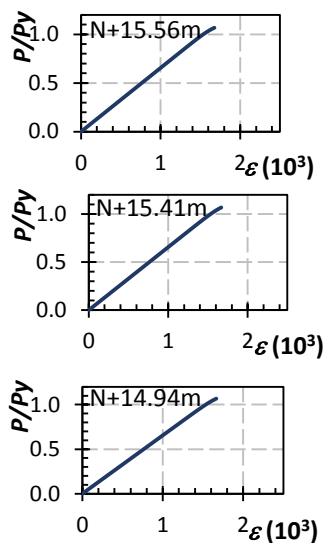


Montante M-1 en tensión

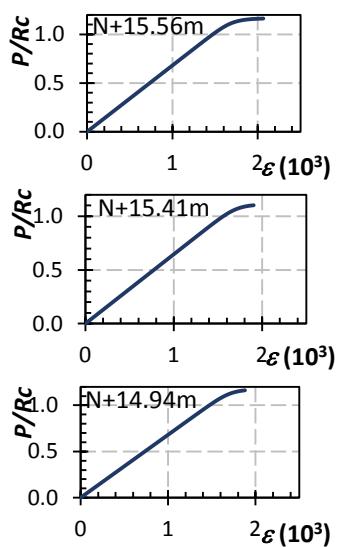
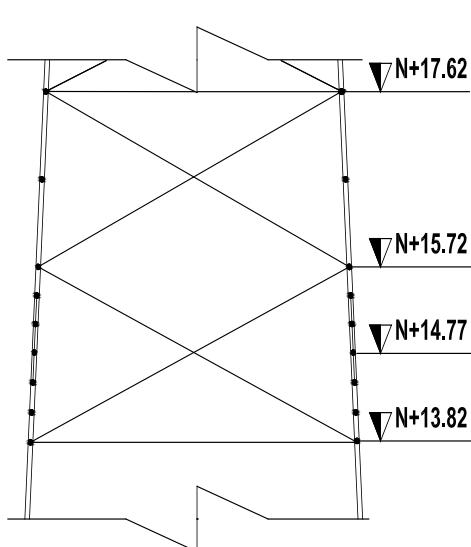


Montante M-2 en compresión

Figura 7: Curvas de capacidad de los elementos a cada 5m en la torre 43T10.



Montante M-1 en tensión



Montante M-2 en compresión

Figura 8: Curvas de capacidad de los elementos críticos de la torre 43T10.

Modelo 53T10

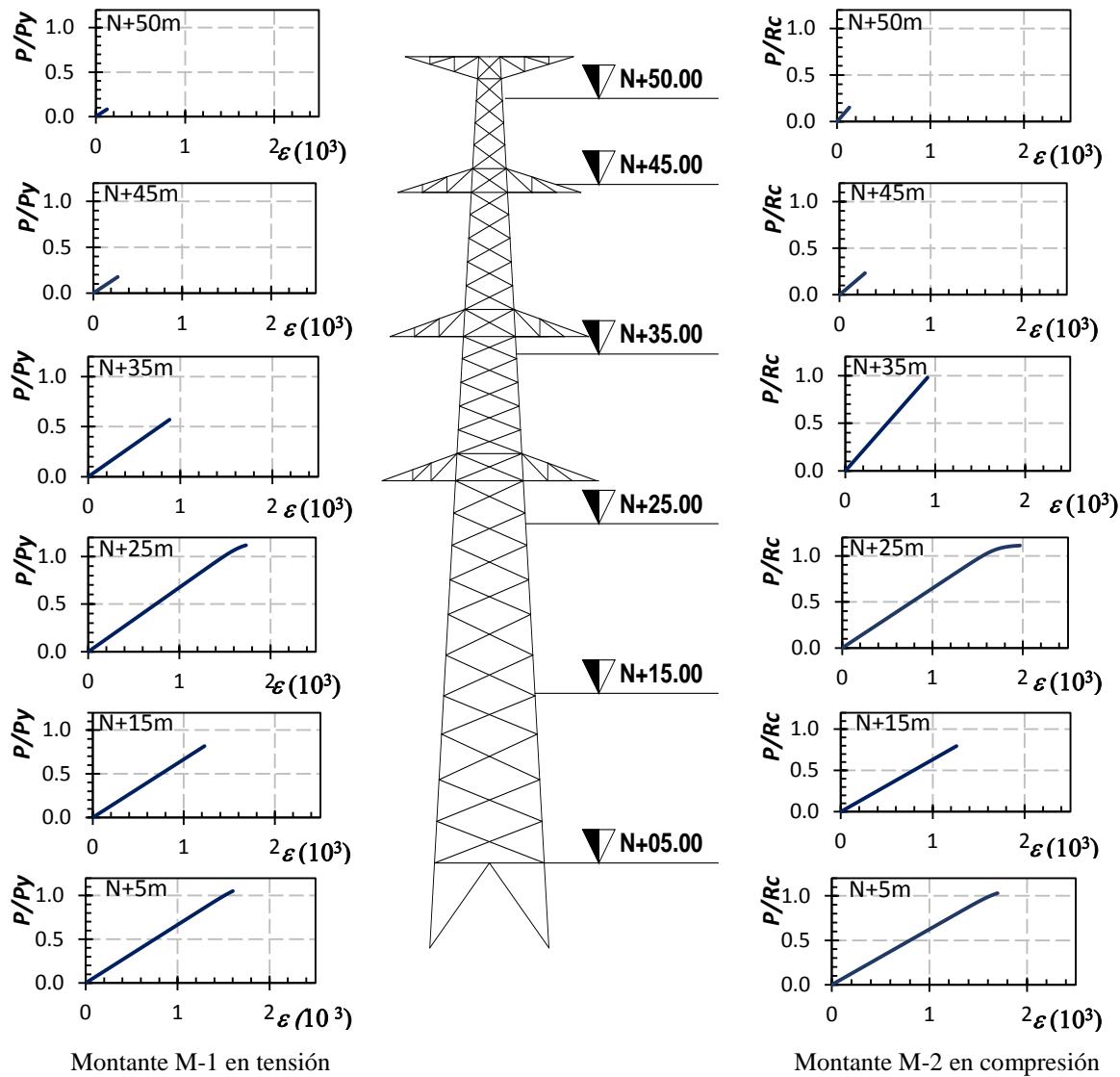


Figura 9: Curvas de capacidad torre 53T10.

Por otra parte, en la Figura 9 se muestran las curvas de capacidad de los montantes en tensión (lado izquierdo) y compresión (lado derecho) ubicados en la altura de 5.0, 15.0, 25.0, 35.0, 45.0 y 50.0 m del modelo 53T10. Se nota que la mayoría de los elementos permanecen en el intervalo elástico, mientras que el daño se concentra en los elementos ubicados en un nivel de 25.0 m.

Sin embargo, este modelo reporta igualmente daño en los elementos ubicados a 5.0 m de altura; por esta razón, en la Figura 10 se muestra el comportamiento de los montantes entre 0.0 y 5.0 m.

En esa posición, los montantes están resueltos con una sección 2 L4" x 1/2" hasta una altura de 5.19 m. Además, como se nota en la Figura 10, los elementos cercanos a los apoyos de la estructura incursionan en el intervalo inelástico.

Sin embargo, la zona que acumuló mayor daño en el modelo 53T10 está localizada entre los niveles 23.67 m y 25.57 m de altura. En la Figura 11 se muestra el comportamiento de las fibras de los subelementos a 24.7 m, 25.33 m y 25.5 m del montante que guía el colapso. A esta altura, el montante tiene secciones de 2 L4" x 3/8" hasta una

altura de 24.62 m y, a partir de esta altura, las secciones cambian a 2L4"x 1/4". En la Figura 11 se nota que una mayor cantidad de fibras que incursionan en el intervalo inelástico, principalmente a una altura entre 24.70 m y 25.50 m donde los elementos tienen una sección 2L4"x 1/4".

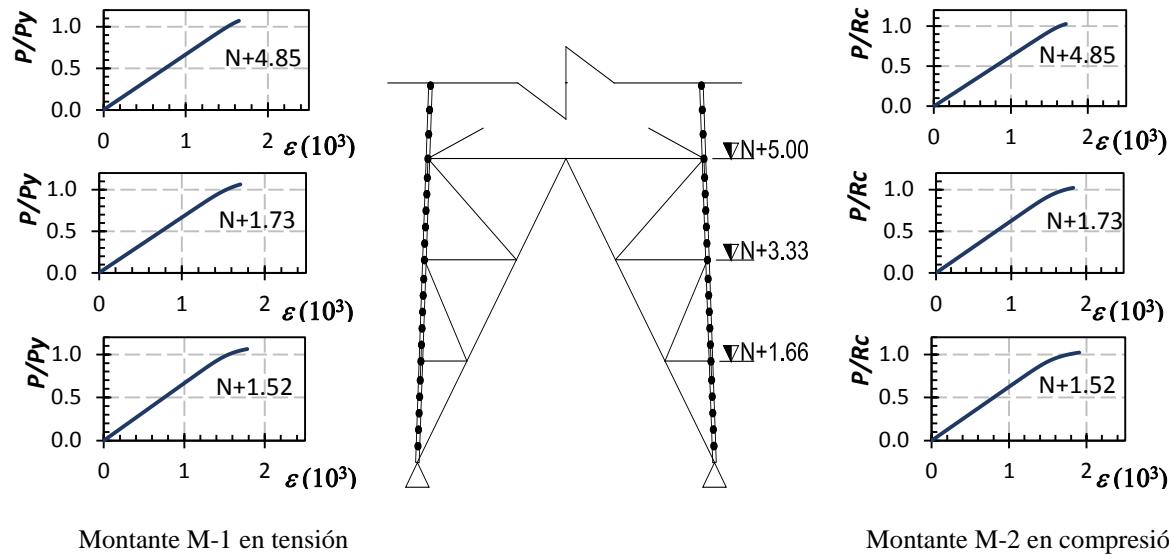


Figura 10: Curvas de capacidad elementos críticos de las extensiones de la torre 53T10.

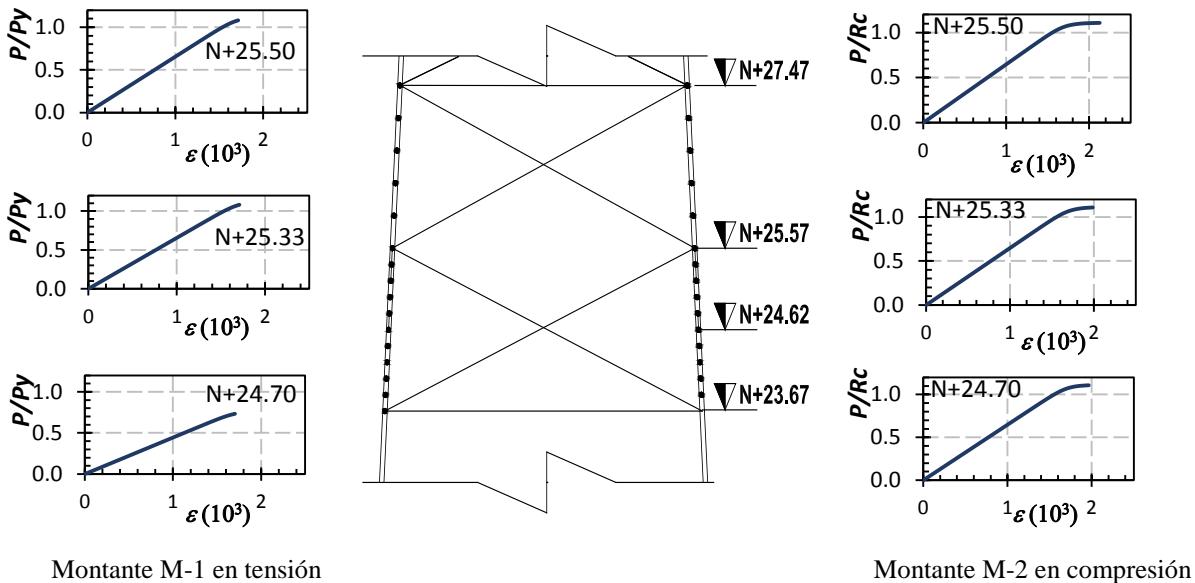


Figura 11: Curvas de capacidad elementos críticos de las extensiones de la torre 53T10.

La concentración de la respuesta inelástica identificada en ambos modelos (Figuras 7 y 9) concuerda con los reportes de daño en torres sometidas a vientos intensos como en Huehuetoca, México en abril del 2014. En la Figura 12 se muestra el daño en los elementos cuando el cambio de sección trasversal se propone en la parte inferior de la longitud no arriostrada. Esto refuerza la tendencia de los resultados obtenidos que hacen evidente una deficiencia en el criterio del proceso de diseño, donde sería preferible hacer el cambio de sección en la parte superior de la longitud no arriostrada para evitar la acumulación del daño por pandeo global.

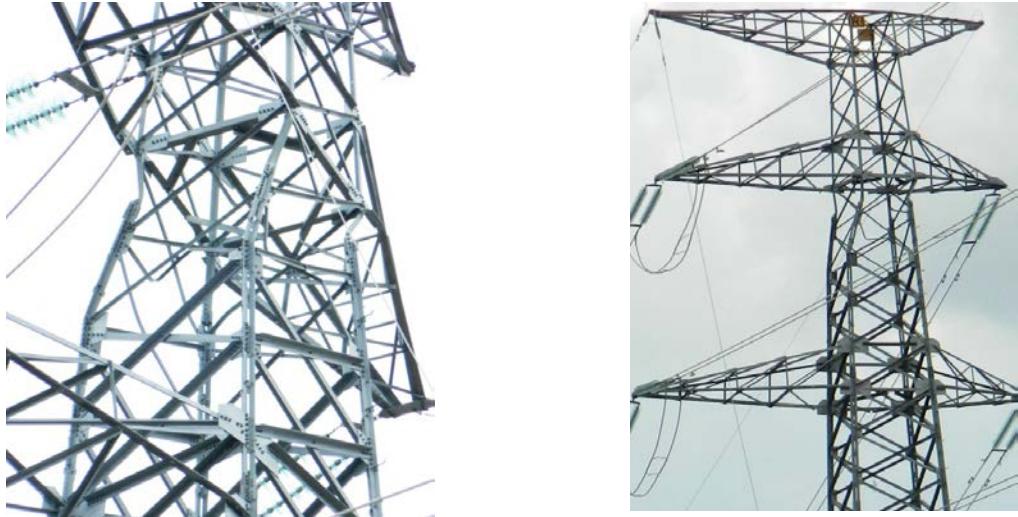


Figura 12: Daño relacionado con el cambio de sección en torres sometidas a viento intenso.

DEFORMACIONES

Las magnitudes de las deformaciones obtenidas de los análisis se estudiaron a través del factor de concentración de distorsión (FCD). El factor de concentración de distorsión es común en los análisis sísmicos para identificar a los pisos débiles en edificios de varios pisos y columnas continuas. Este evalúa la capacidad de la estructura para mitigar la concentración de daños y su capacidad de disipar la energía y se determina con la magnitud máxima de deformación en lo alto de la estructura y la magnitud de la deformación entre puntos intermedios conforme a la ecuación (1).

$$FCD = \frac{(d_{i+1} - d_i)/h_i}{d_{top}/h_{total}} \quad (1)$$

En la ecuación (1) d_{i+1} y d_i son las deformaciones en el nivel $i+1$ e i , respectivamente; d_{top} es la deformación en la cumbre; h_i es la distancia entre el nivel $i+1$ e i ; por último h_{total} es la altura de la estructura. Una magnitud del factor de concentración de distorsión cercana a 1.0 indica que los nodos tienen la misma deformación, lo que es comparable con la deformación promedio de la torre (no hay concentración de daño).

El factor de concentración de distorsión se muestra en la Figura 13, considerando tres etapas de respuesta estructural: a) análisis de la deformación elástica, que se considera en el proceso inicial de diseño, b) la deformación inelástica debido al inicio de la plastificación, ya sea por pandeo en compresión o fluencia en tensión y c) la deformación en el último paso previo al colapso.

En ambos modelos, la curva que describe el comportamiento en el diseño elástico es significativamente similar a la que se presenta al inicio de la incursión inelástica, lo que implica que la deformación de la estructura en la etapa elástica es prácticamente la que tiene la estructura cuando inicia el pandeo global del primer elemento. Es valioso hacer notar que la falla del sistema es frágil debido a que la curva relacionada con la deformación al colapso es muy parecida a la curva del inicio de la fluencia.

Evolución de los mecanismos de colapso

La evolución del mecanismo de colapso se muestra en la Figura 14 del modelo 43T10, mientras que en la Figura 15 se muestra la evolución de la torre 53T10. Las instantáneas de fluencia en las figuras se muestran a partir del acortamiento o alargamiento acumulado mediante esferas en los elementos en una escala de colores que están normalizadas con la magnitud máxima en cada paso de los análisis mostrados en cuatro intervalos. En las figuras, la distorsión global δ_{global} se muestra en porcentaje (%) y se calculó como el desplazamiento lateral en la cumbre dividido entre la altura total de la torre.

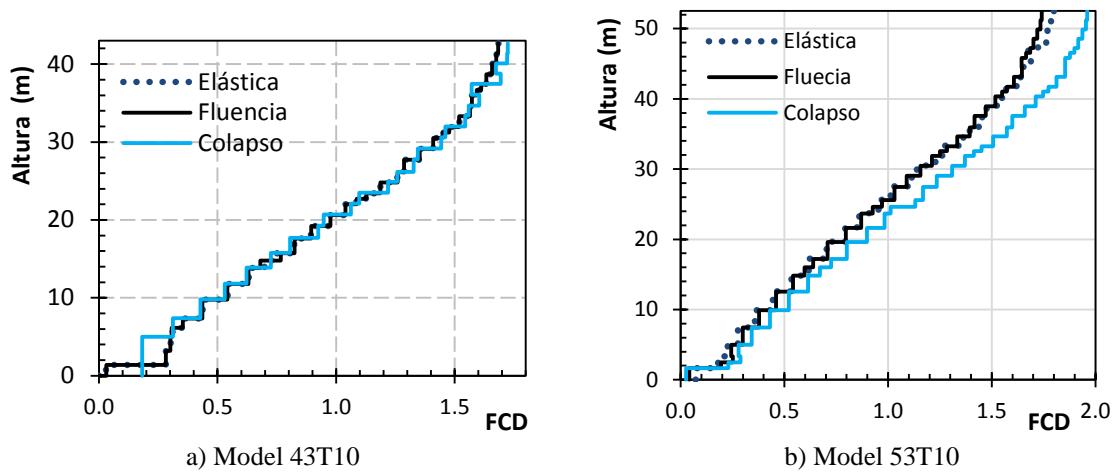


Figura 13: Factor de concentración de distorsión (FCD).

En ambos casos, la respuesta inelástica comienza con el pandeo incipiente en los elementos del montante derecho sometido a compresión en la altura media, justo en el cambio de sección transversal. En general, en el mecanismo de colapso (Figuras 14c y 15c) la disipación de energía se obtiene principalmente por la plastificación por pandeo global de algunos elementos a compresión y la fluencia por tensión de elementos ubicados en la base y en la altura media de la torre.

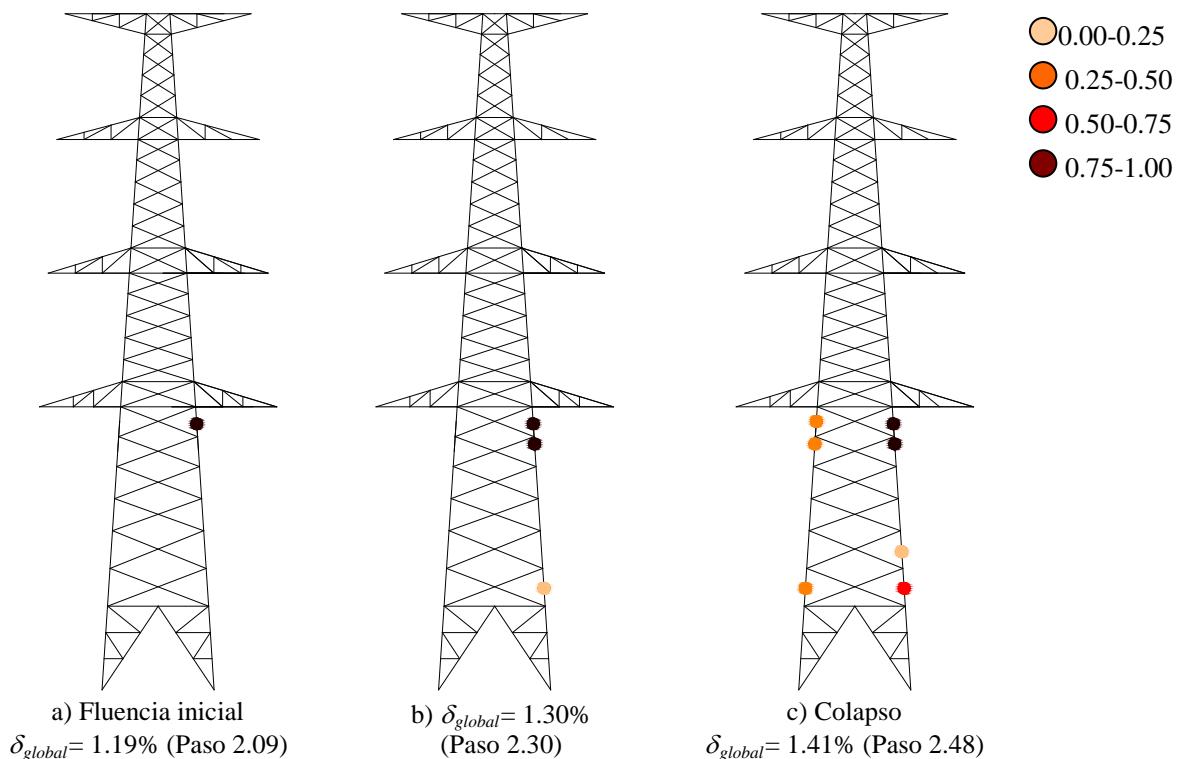


Figura 14: Instantáneas de fluencia del modelo 43T10 ante el patrón de cargas de MOC-CFE-08.

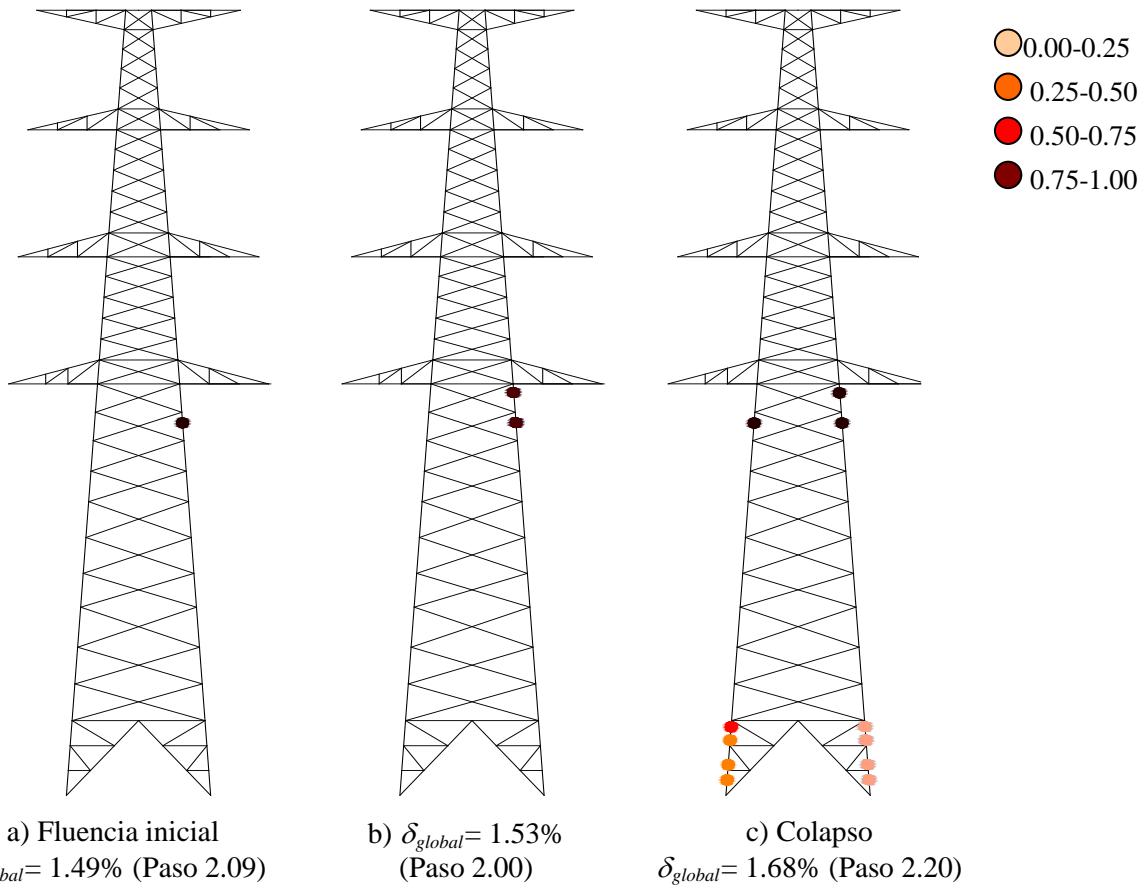


Figura 15: Instantáneas de fluencia del modelo 53T10 ante el patrón de cargas de MOC-CFE-08.

EVOLUCIÓN DEL MECANISMO

Se calcularon curvas de capacidad considerando la distorsión global en la cumbre contra cortante basal a partir de los resultados de los análisis inelásticos. En las curvas se identificó la distorsión de fluencia asociada con el incremento de carga donde la primera fibra de algún elemento comienza a fluir δ_y y la distorsión asociada al colapso δ_u . Estos resultados muestran una degradación de la rigidez mínima después del inicio de la fluencia en ambas estructuras previa al colapso; lo que debe asociarse con altas reservas de resistencia.

El promedio de la distorsión de fluencia de ambas torres es igual a 1.34%; de manera que conservadoramente el límite de distorsión para la revisión del estado límite de servicio puede ser igual a 1.20%. Por otra parte, el promedio de la distorsión última de las torres estudiadas fue igual a 1.54%; por lo que se sugiere limitar la revisión del estado límite de colapso a 1.50% debido a que la falla presentada es significativamente frágil. Al respecto, estos resultados son una referencia de la magnitud restrictiva obtenida en modelos detallados. Sin embargo, es valioso hacer notar que los límites propuestos están basados en sólo dos modelos, lo que aunado a que el universo de configuraciones, alturas y resistencias de las torres de transmisión es muy variado, se recomienda que estos resultados sean considerados con las reservas necesarias.

Sobre la base de los resultados, la ductilidad y la sobrerresistencia fueron calculados mediante las ecuaciones (2) y (3), respectivamente. En ellas, δ_y es la distorsión en el que se presenta la primera fluencia, δ_u es la distorsión última, P es la carga lateral de diseño y P_u es la carga lateral última.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2)$$

$$\Omega = \frac{P_u}{P} \quad (3)$$

El mecanismo de colapso es significativamente frágil, liderado por el pandeo global del elemento donde cambia la sección transversal a media altura de ambas estructuras con altas reservas de resistencia. Por esta razón, la ductilidad desarrollada por los modelos es prácticamente nula, igual a $\mu = 1.17$ y $\mu = 1.13$ en el modelo 43T10 y 53T10, respectivamente.

Además, la sobrerresistencia que logran desarrollar los modelos, igual a $\Omega = 2.20$ y $\Omega = 2.48$ en el modelo 43T10 y 53T10, duplica la magnitud estipulada por los reglamentos internacionales especializados. Esto significa que las torres se diseñaron para velocidades regionales significativamente mayores a las que establecen los reglamentos locales. Esto concuerda con los resultados de otras investigaciones como Tapia y Sordo (2012).

CONCLUSIONES

En esta investigación se analiza el comportamiento inelástico de dos torres de transmisión de alta tensión existentes para 400 kV con dos circuitos con un conductor por fase. Las estructuras estudiadas, que tienen 42.68 m y 52.53 m de altura, están resueltas con ángulos en celosía con seis crucetas para conductores y dos crucetas para el hilo de guarda.

Mediante análisis elásticos en tres dimensiones realizados en SAP2000 (CSI, 2009) se determinaron las características dinámicas de las torres y se corroboró que los elementos estructurales satisfacían las demandas impuestas. Además, se realizaron análisis inelásticos ante carga estática monótona creciente en el programa OpenSees (Mazzoni et al., 2006) en modelos tridimensionales. Las secciones de los elementos estructurales en el modelo se discretizaron en fibras para que el modelo incluyera la posibilidad de que la sección transversal se plastique en toda su longitud. En el modelo los elementos se subdividieron en segmentos para incluir los efectos de segundo orden e incluir adecuadamente el pandeo global por compresión.

Para establecer el patrón de carga, se desarrolló un estudio comparativo entre los criterios de reglamentos internacionales especializados considerando el reglamento de Estados Unidos ASCE/SEI 7-10 (ASCE-05, 2005), Japón AIJ-06 (AIJ-06, 2006), Australia y Nueva Zelanda 1170.2 (AS/NZS-11, 2011), India IS 875 (IS875-95, 1995) y dos reglamentos mexicanos: a) el Manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE-08, 2008) y las Normas Técnicas para el Diseño por Viento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCV-04, 2004). Los resultados de los análisis se usaron para: a) definir curvas carga contra deformación unitaria, b) definir curvas de capacidad, c) evaluar la deformación, a través de un factor de concentración de distorsión y e) evaluar la ductilidad y sobrerresistencia desarrolladas por los modelos.

En los análisis inelásticos, se estudió el comportamiento de los elementos estructurales considerando fluencia por tensión y pandeo global por compresión mediante curvas que describen el comportamiento de la carga axial y la deformación unitaria. Los resultados ponen en evidencia que las estructuras desarrollaron un mecanismo de colapso frágil caracterizado por la concentración del daño a la mitad de la altura. El colapso es liderado por un elemento que es usado para hacer el cambio de sección transversal a la mitad de su longitud no arriostrada, lo que pone en evidencia una deficiencia en el proceso de diseño. Asimismo, se nota una distribución no uniforme en la altura de la respuesta inelástica de los elementos en la altura, de manera que el colapso está asociado a una alta reserva de resistencia. Con base en los resultados de este estudio y con el propósito de aumentar la capacidad inelástica del sistema, se recomienda hacer el cambio de sección transversal en los montantes en el extremo superior de la longitud no arriostrada para evitar la concentración del daño.

En el artículo se discute el desarrollo del mecanismo de colapso mediante instantáneas de fluencia y, pese a que el mecanismo desarrollado por el modelo 43T10 no concuerda exactamente con el que desarrolla el modelo 53T10, no se aprecia dependencia del modo de falla con la altura de la torre. En cambio, en ambos casos se aprecia la influencia del cambio de sección transversal en el montante.

Así, la ductilidad que desarrollan los modelos es prácticamente nula, lo que corrobora el mecanismo de falla frágil. Por otra parte, en lo referente a la sobrerresistencia la magnitud del patrón de cargas relacionadas con el

colapso representa más del doble de la magnitud de las cargas actuantes de diseño que establecen los reglamentos internacionales especializados que se consideraron en este estudio. Lo anterior implica que las torres fueron diseñadas para velocidades regionales significativamente mayores a las que establecen los reglamentos locales.

Basándose en los resultados, se recomienda establecer una restricción de desplazamiento en el diseño de estas torres igual a 1.2% en la revisión del estado límite de servicio e igual a 1.5% en la revisión del estado límite de colapso. Esta propuesta normativa está basada en los modelos detallados de este estudio; sin embargo, se hace notar que los límites propuestos están basados en sólo dos modelos, lo que aunado a que el universo de configuraciones, alturas y resistencias de las torres de transmisión es muy variado, se recomienda que estos resultados sean considerados con las reservas necesarias.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la beca otorgada al M.I. Santiago de Jesús Ibarra González por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) para sus estudios de maestría.

REFERENCIAS

- AIJ-06 (2006). "Recommendations for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads", AIJ Architectural Institute of Japan, Japan.
- ASCE 7-05 (2005). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- AS/NZS-11 (2011). "AS/NZS 1170.2. Structural design actions. Part 2: Wind actions", Joint Standards Australia/Standards New Zealand Committee.
- Banik, S., Hong, H. y Kopp, G.A. (2008). "Assessment of structural capacity of an overhead power transmission line tower under wind loading", *Proceedings of the VI International Colloquium on: Bluff Bodies Aerodynamics and Applications*, Milano, Italy. pp. 20-24.
- CSI (2009). "SAP 2000 Analysis Software", Computers and Structures, Berkeley, California.
- Davenport, A.G. (1961). "The application of statistical concepts to the wind loading on structures", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 19, Issue 4, pp. 449-472.
- Ibarra, S. (2014). "Comportamiento de torres de transmisión ante patrones de carga eólica reglamentaria", Tesis de Maestría, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco, México.
- Ibarra, S. y Tapia E. (2014). "Formación del mecanismo de colapso en torres de transmisión ante viento intenso", *Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco. México.
- IS 875-95 (Part 1/Sec1:1995 & Sec 2: 1992). "Use of Structural Steel in Overhead Transmission Line Towers- Code of Practice (Materials, Loads and Permissible Stresses)", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India.
- Kemp, A. (1996). "Inelastic local and lateral buckling in design codes", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 22, No. 4, pp. 374-382.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. y Fenves, G.L. (2006). "Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command-Language Manual", Report NEES grid-TR 2004-21, Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, California.
- RCDF-04 (2004). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo II.

MOC-CFE-08 (2008). “Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo de Diseño por Viento”, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.

NTCV-04, (2004). “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II.

Prasad R., Samuel Knight, G.M., Mohan, S.J. y Lakshmanan, N. (2012). “Studies on failure of transmission line towers in testing”, *Engineering Structures*, Vol. 35, pp. 55-70.

Tapia, E. y Sordo, E. (2012). “Patrones de carga reglamentarios para torres de transmisión de alta tensión sujetas a viento intenso”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 12, No 2, pp. 219-232.

Tapia, E. y Tena, A. (2013). “Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 1: Recomendaciones de diseño”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 88, pp. 43-68.