

# Simplified methods of dynamic analysis for guyed towers under the action of extreme winds

**Patricia Martín Rodríguez, Vivian Elena Parnás**

*Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico "José Antonio Echeverría" (ISPJAE).*

*Calle 114, No 11901, e/ 119 y 127, Marianao. La Habana, Cuba.*

*Teléfono: 537-2663838. Fax: 537-2608030*

*[patriciamr@civil.cujae.edu.cu](mailto:patriciamr@civil.cujae.edu.cu) [vivian@civil.cujae.edu.cu](mailto:vivian@civil.cujae.edu.cu)*

## Abstract

This research deals with the structural behavior of a guyed mast considering the dynamic effect of wind loads. Wind loads are calculated according Cuban code requirements for wind action on structures. The guyed mast is analyzed applying two alternative simplified methods. Structure is analyzed through a non linear geometric analysis. Internal forces in mast members, guys and anchors obtained as a result of the application of the two simplified methods are compared and discussed.

**Keywords:** Guyed tower, dynamic analysis, wind.

## Métodos simplificados de análisis dinámico para torres atirantadas bajo la acción de vientos extremos

### Resumen

En este trabajo se investiga el comportamiento estructural de una torre atirantada considerando el efecto dinámico de la carga de viento por dos métodos alternativos. La torre fue analizada bajo carga de viento extrema de acuerdo a la normativa cubana de viento. Los resultados se obtuvieron por medio del análisis no lineal geométrico de la estructura. Se realiza el análisis comparativo entre las fuerzas interiores obtenidas en los elementos del fuste, en anclajes y cables, según los dos métodos simplificados basados en modelos deformacionales diferentes.

**Palabras clave:** Torre reticulada atirantada, análisis dinámico, viento.

### Introducción

Las diferencias entre los requerimientos de las torres existentes desde décadas pasadas y las nuevas torres de telecomunicaciones diseñadas, construidas e instaladas en los últimos años, han aumentado de forma acelerada. Estos cambios se han dado principalmente por la actualización permanente de las cargas de diseño de viento por medio de datos ambientales, los cambios en la forma en que éstas se aplican sobre las torres, el desarrollo de métodos de cálculo y herra-

mientas cada vez más precisas aplicadas a las estructuras, así como el desarrollo de las telecomunicaciones en el mundo. Esta evolución hace necesaria la revisión y actualización de ellas a la luz del desarrollo contemporáneo.

Las torres de telecomunicaciones requieren una atención especial en su diseño con relación a las cargas dinámicas debido a su flexibilidad, ligereza y a su bajo amortiguamiento estructural. Las frecuencias propias de oscilación de estas estructuras, se encuentran a menudo en el rango de frecuencias del viento, por lo que la respuesta

dinámica se hace mayor. En el caso de torres autoportadas, tipo voladizo, la respuesta dinámica de la estructura a las ráfagas de viento está determinada fundamentalmente por el primer modo de oscilación; sin embargo en las torres de tipo atirantadas los modelos de deformación difieren del modelo tipo voladizo debido a que poseen varios modos de oscilación activos con la característica particular de observar puntos de inflexión en el primer modo.

Los métodos de análisis dinámicos de torres pueden apoyarse en el uso del espectro de frecuencias o historias de vibración en el dominio del tiempo; sin embargo su aplicación requiere de numerosos y complejos cálculos. Debido a estas razones se han desarrollado simplificaciones a través de procesos que simulan la respuesta dinámica usando métodos estáticos equivalentes. Dentro de los tipos de torres empleadas, las torres de tipo atirantadas presentan características particulares en su respuesta dinámica que no se ajustan al modelo de deformación tipo voladizo empleado generalmente en edificaciones y para el cual se han desarrollado los métodos dinámicos simplificados.

El comportamiento dinámico de las torres atirantadas llamó la atención de los investigadores a partir de la segunda mitad del siglo XX. La naturaleza fluctuante de los vientos y de las fuerzas sísmicas comenzó a adquirir importancia en el diseño de estas estructuras. Los primeros esfuerzos en este sentido comenzaron en la década del 60 con estudios realizados por Davenport [1], quien propuso el uso de un factor de ráfaga que permitía estimar la respuesta estructural frente al viento y definió el concepto de fuerza estática equivalente como la fuerza que aplicada estáticamente a la estructura, produce los mismos desplazamientos que la fuerza dinámica que realmente actúa sobre ella. En las décadas del 70 y 80 los investigadores trabajaron dos líneas principales: unos siguiendo el modelo propuesto por Davenport [2, 3], introduciendo mejoras sobre el factor de ráfaga y perfeccionando la modelación aerodinámica del viento, mientras que otros determinaron los efectos de la carga por medio de diferentes funciones [4].

Varios métodos simplificados se han desarrollado para tener en cuenta la acción de la parte fluctuante del viento, aplicando un coeficiente de

ráfaga al valor medio de la velocidad de viento. Este método se ajusta bastante al modelo de deformación de torre tipo voladizo, pero no al caso de torres atirantadas cuyos modos de vibración activos son por lo general más de tres, con puntos de inversión en el primer modo y además con una compleja interacción entre cables y fuste bajo cargas fluctuantes.

Los resultados de análisis dinámicos en el dominio del tiempo y en el espectro de frecuencias en torres atirantadas indican que la respuesta de la estructura (fuerzas internas y desplazamientos) ante carga dinámica tiene fluctuaciones sobre un valor medio. Estas fluctuaciones pueden ser de dos tipos: una de fondo, que varía lentamente y una resonante, que varía rápidamente e involucra varios modos. Davenport y Sparling [5], basados en esta característica y en trabajos anteriores de Cohen [6] y de Davenport y Gerstoft [7], desarrollaron un método simplificado (*Patch Load*, Carga por Tramos) para determinar la respuesta dinámica de torres atirantadas frente a vientos turbulentos. Tal método emplea una serie de combinaciones de carga y factores de escala para modelar el efecto del viento sobre la torre atirantada. Este método tiene en cuenta las características particulares de respuesta dinámica de las torres de tipo atirantada. Estudios sobre varias torres validan la confiabilidad de este modelo por lo que ha sido adoptado por varias normas relativas a torres atirantadas existentes [8-10].

Uno de los dos métodos que se utiliza en este trabajo, es el *Patch Load*, en el cual una serie de tramos de carga estáticos son aplicados al fuste y usados para estimar la componente fluctuante de la respuesta estructural. Los resultados de esta serie de cargas, aplicados individualmente, se combinan para obtener la respuesta dinámica de fondo y la resonante. Los resultados de esta serie de tramos, aplicados individualmente mediante análisis lineal, se combinan para obtener la respuesta dinámica de fondo y la resonante. Este método fue introducido en el año 1981 en las recomendaciones de la IASS para diseño y análisis de torres atirantadas [11] y perfeccionado posteriormente a partir de las investigaciones realizadas por Gerstoft [7] y Sparling [12]. Actualmente ha sido adoptado por varios códigos modernos de cálculo para torres atirantadas [8-10].

## Desarrollo

La torre seleccionada para el estudio comparativo está compuesta por el fuste de 75 metros de altura, (estructura reticulada espacial) formado por elementos columna, diagonales y tranques y por un sistema de cables en tres direcciones de anclaje que se sujetan a diferentes alturas de la torre.

La sección transversal del fuste es triangular equilátera de ancho 1.4 metros. Las columnas que conforman las aristas de la torre son perfiles angulares de las iguales de longitud igual a 75 mm y 8 mm de espesor colocados a 60 grados y unidos por planchas. Los elementos de arriestre horizontal denominados en este trabajo tranques, se conforman de perfiles angulares de alas iguales de longitud igual a 50 mm y espesor de 5 mm. Las diagonales son cruzadas y compuestas por perfiles angulares de alas iguales de longitud igual a 40 mm y 4 mm de espesor. La torre posee 5 niveles de cables, incluyendo los sistemas antitorsos. En la Tabla 1 y Figura 1 se definen las características de disposición de cables y antitorsos. La Figura 2 muestra la distribución de anclajes en planta de la torre de acuerdo a los ejes espaciados a 120 grados según los vértices A, B y C de la torre.

La descripción del Método del *Patch Load* (Carga por Tramos) mostrada en este estudio es la descrita por Smith [13] y en la Norma Británica BS 8100 [8]. El análisis comprende dos estados, el que considera los efectos de la componente media de la carga de viento (efectos estáticos) y el que toma en cuenta los efectos fluctuantes de la

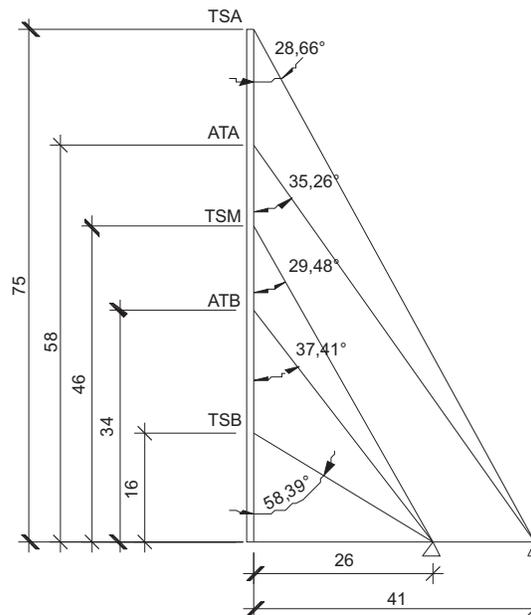


Figura 1. Modelo de torre seleccionado para el estudio comparativo.

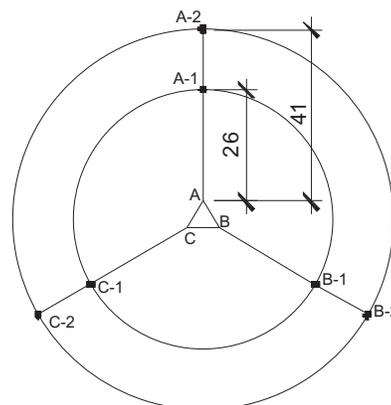


Figura 2. Planta de distribución de anclajes en el modelo de torre

Tabla 1  
Datos de los cables para la construcción del modelo

Nivel	Tipo*	Tipo de Cable**	$\Phi$ (mm)	Carga de rotura (kN)
1	TSB (1)	1x7+0	13	162
2	ATB (2)	1x7+0	13	162
3	TSM (1)	1x7+0	13	162
4	ATA (2)	1x7+0	13	162
5	TSA (1)	1x19+0	16	235

\*La nomenclatura está referida al tipo simple o antitorsor, el número entre paréntesis indica la cantidad de cables que llegan al nivel desde los anclajes.

\*\*La nomenclatura se refiere al número de cordones, número de cables y tipo de alma del cable.

carga (efectos dinámicos de fondo y resonante). Las sollicitaciones totales en los elementos de la torre atirantada bajo la acción de la carga de viento se determinan por la ecuación (1):

$$r = \bar{r} \pm \hat{r}_{PL} \quad (1)$$

donde:  $r$  es el valor de la sollicitación total,  $\bar{r}$  es el valor de la sollicitación que corresponde a la componente media de la carga de viento,  $\hat{r}_{PL}$  es el valor de la sollicitación que corresponde a la componente fluctuante de la carga de viento.

La componente media de la carga de viento fue calculada por los parámetros y coeficientes que establece la norma cubana de viento NC 285:2003 [14]. De acuerdo a esa norma, para el cálculo de la carga estática de viento, con la presión básica correspondiente al intervalo promedio de la velocidad de una hora (39 m/s), el valor corresponde a  $0.95 \text{ kN/m}^2$ , sin considerar el coeficiente de ráfaga. Esta carga básica horaria se modifica en la carga de cálculo a través de la multiplicación por los coeficientes de recurrencia, de sitio, de altura, de reducción de área y de forma respectivamente, ver ecuación (2).

$$q = q_{10} * C_t * C_s * C_h * C_{ra} * C_f \quad (2)$$

La componente media de la carga de viento se asignó uniformemente distribuida a lo largo de las columnas según los valores calculados para cada tramo. La carga de viento sobre las antenas se consideró como parte del análisis de la componente media de la carga de viento.

La componente fluctuante de la carga de viento  $\hat{r}_{PL}$  se obtuvo según una serie de análisis

estáticos para diferentes tramos de cargas. Los resultados individuales de cada tramo de carga asignado se combinan y luego se afectan por varios coeficientes de ajuste.

Los patrones o tramos de carga estática son aplicados al fuste sucesivamente, la posición y extensión de cada tramo individual se realiza de la forma siguiente: a) en cada espacio del fuste entre los niveles de cables adyacentes, así como en el espacio entre la base del fuste y el primer nivel de cables, b) sobre del mástil, y c) de mitad a mitad de cada espacio adyacente. Si el fuste presenta en su cima un mástil, el tramo de carga (*patch load*) del último tramo en esta categoría debe extenderse desde la mitad del espacio inferior donde está el último nivel de cables hasta el tope del mástil.

Para la torre analizada se asignaron 12 tramos de cargas (*patch load*) según las posiciones referidas anteriormente (Figura 3).

Los tramos de cargas (*patch loads*) se asignaron a la torre a partir de su posición de equilibrio alcanzada luego de la aplicación de la componente media de la carga de viento, es decir con la matriz rigidez de la estructura generada luego de la aplicación de la componente media de la carga de viento aplicada según un análisis no lineal geométrico a la estructura. Para corregir la falta de correlación en las cargas fluctuantes de viento, la respuesta debida a los tramos individuales de cargas son combinados como la raíz de la suma de los cuadrados, como se muestra en la ecuación 3.

$$r_{PL} = \sqrt{\sum_{j=1}^N r_{PL_j}^2} \quad (3)$$

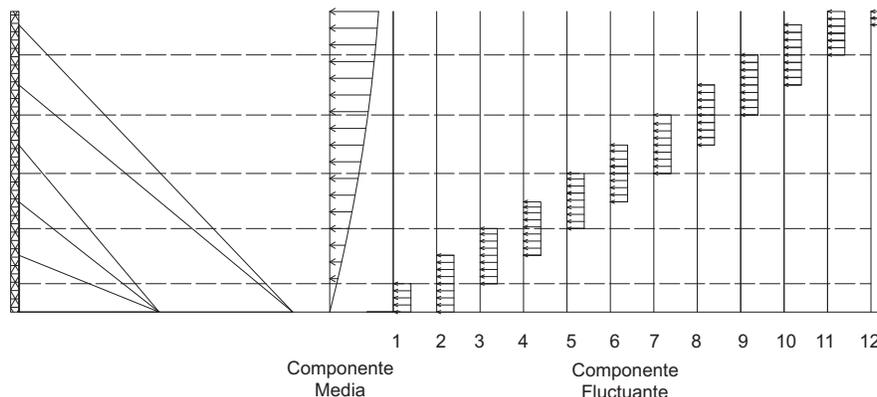


Figura 3. Esquema de los tramos de cargas y la componente media asignados en la torre (*patch load*).

donde  $r_{PL}$  es la solicitación resultante de la aplicación y combinación de los tramos de carga,  $r_{PLj}$  es la solicitación obtenida debido al tramo de carga  $j$ , y  $N$  es el número total de tramos de cargas que son requeridos. La solicitación en la estructura que corresponde a la componente fluctuante de la carga de viento  $\hat{r}_{PL}$  se determina de la ecuación (4):

$$\hat{r}_{PL} = r_{PL} \lambda_B \lambda_R \lambda_{TL} g \quad (4)$$

donde  $\lambda_B$ : es un factor de reducción para tener en cuenta la sobrestimación del valor de la respuesta dinámica;  $\lambda_R$ : es el factor de mayoración que tiene en cuenta la resonancia (Función de la forma, masa y rigidez del fuste);  $\lambda_{TL}$ : es el factor de turbulencia;  $g$ : es el factor estadístico de pico tomado entre 3,5 y 4,0. Usando valores conservadores de los factores de escala ( $\lambda_B = 0.75$ ,  $\lambda_R = 1.2$ ,  $\lambda_{TL} = 1.05$ ) y  $g$  igual a 4 la ecuación 4 puede ser simplificada como:

$$\hat{r}_{PL} = 3,78 r_{PL} \quad (5)$$

De acuerdo a lo especificado en la norma cubana de viento [14], la componente dinámica de la carga de viento debe ser considerada en obras y estructuras con períodos de oscilaciones propias ( $T$ ) mayores de un 1 segundo. Por esta razón se llevó a cabo el análisis modal de la torre estudiada, con lo cual se obtuvo los períodos de oscilación correspondientes a los tres primeros modos. Los valores de la componente dinámica se determinan a partir de un esquema de fuerzas inerciales aplicadas sobre las masas concentradas en cada tramo en que fue subdividida la torre para el cálculo de la carga media de viento. La fuerza de inercia aplicada sobre la “ $j$ ” ésima masa en el “ $i$ ” ésimo modo de oscilaciones propias de la obra, se determina por la ecuación 6:

$$Q_{ji}^N = M_j \cdot C_I^D \cdot C_{CE} \cdot N_{ji} \quad (6)$$

En esta expresión  $M_j$  es la “ $j$ ” ésima masa concentrada del tramo en kg,  $C_I^D$  es el coeficiente dinámico del modo “ $i$ ” ésimo,  $N_{ji}$  es la aceleración reducida de la “ $j$ ” ésima masa,  $m/s^2$  y  $C_{CE}$  es el coeficiente que tienen en cuenta la correlación espacial de las pulsaciones según la altura y fachada del torre. Las solicitaciones totales de la estructura sometidas a la acción de la carga de viento se determinan por la ecuación (7).

$$X_V^* = \gamma_S X^E + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_i^D)^2} \quad (7)$$

donde el término  $X_V^*$  es el valor de la solicitación (momento flector, fuerza cortante, fuerza axial y otras) de cálculo total debido al efecto de las cargas de viento;  $X^E$  es el valor de la solicitación debido a la componente estática de la carga de viento;  $X_i^D$  valor de la solicitación debido a la componente dinámica de la carga de viento en cada modo de oscilación considerado,  $s$  es el número de modos de oscilaciones considerado.

Este método planteado en la norma cubana de viento se basa en estructuras tipo voladizo, caracterizadas por un modo fundamental de vibración y que no presentan inversión en su primer modo de oscilación.

La importancia relativa de cada modo en la respuesta dinámica de la estructura está determinada a partir del por ciento de participación de la masa o del factor de participación de la masa ( $L_i$ ) [15, 16]. Ambos valores representan el grado en que la respuesta dinámica es excitada por un modo específico. La relación  $L_i^2 / M_i$ , donde  $M_i$  es la masa modal la cual puede entenderse como la cantidad de masa que tiene participación en una respuesta modal específica. La relación de participación de la masa para un modo dado se calcula con la expresión de la ecuación 8:

$$r_i = \frac{L_i^2 / M_i}{M_{total}} \quad (8)$$

donde  $M_{total}$  es la masa total del sistema. Estas relaciones se expresan en porcentaje. Para análisis dinámicos en torres atirantadas es recomendable considerar hasta el 90% de participación de la masa de los modos involucrados .

En el análisis modal de la torre estudiada para los diferentes estados de carga, se pudo observar la presencia de puntos de inversión en el primer modo de oscilación propia de la estructura (Figura 4). Más de tres modos se involucran en la respuesta dinámica de acuerdo al por ciento de participación de la masa. También se aprecia que la presencia de antenas modifica la respuesta dinámica, aumentando los períodos de oscilación propia de la estructura. La Tabla 2 resume los valores de períodos y por ciento de participación de

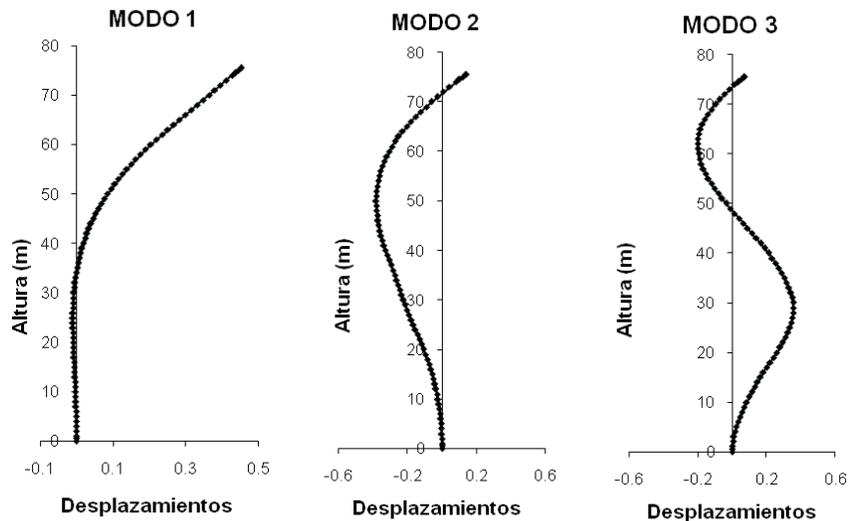


Figura 4. Modos de oscilación para el modelo con antenas.

Tabla 2  
Resultados del análisis modal

Sin antenas				Con antenas			
Modo	T (Seg)	% part	$\Sigma\%$ par	Modo	T(Seg)	% part	$\Sigma\%$ par
1	0,57	42%	42%	1	1,09	49%	49%
2	0,37	32%	74%	2	0,49	31%	80%
3	0,25	12%	86%	3	0,35	11%	91%
Otros		14%	100%	Otros		9%	100%

la masa de la torre estudiada con y sin la presencia de antenas.

## Resultados

Para la modelación de la estructura y obtención de las solicitaciones de acuerdo a los dos métodos de cálculo empleados, se utilizó el programa de cálculo por elementos finitos SAP2000 V11. Se utilizó análisis no lineal para la obtención de las solicitaciones debido a la carga media del viento. Para la obtención de los resultados de cada tramo de carga, se realizaron varias corridas del programa utilizando análisis lineal a partir de la matriz rigidez del conjunto, obtenida luego de aplicar la componente media de la carga de viento, los cuales fueron combinados por medio de combinación tipo SRSS según la ecuación (3) para obtener la resultante. Para analizar los re-

sultados de la comparación entre el *Patch Load* y el Método de la NC 285:2003, se tomaron los valores de fuerzas máximas obtenidas en cada grupo de elementos de la torre: columnas, tranques, diagonales, anclajes y cables. Los valores de solicitaciones fueron obtenidos para la dirección de viento cero grado, perpendicular a una de las caras de la torre (Figura 5).

Las Figuras 6 a la 10 muestran los valores de las fuerzas máximas obtenidas, según cada método, en los elementos críticos de cada grupo, es decir, aquellos que rigen el diseño. La columna solicitada fue la perteneciente al vértice C de la torre, la cual se encuentra a mayores compresiones al incidir el viento perpendicular a la cara CB. Los tranques se encuentran sometidos fundamentalmente a esfuerzos de tracción, pero esta solicitación no se considera crítica, por lo que la

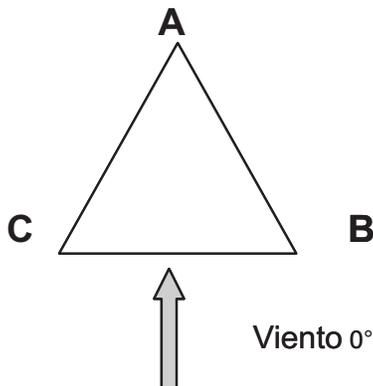


Figura 5. Dirección de viento con relación a la torre.

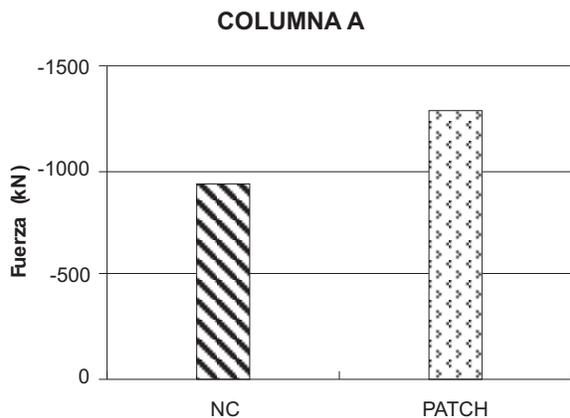


Figura 6. Fuerza axial de compresión en columna A.

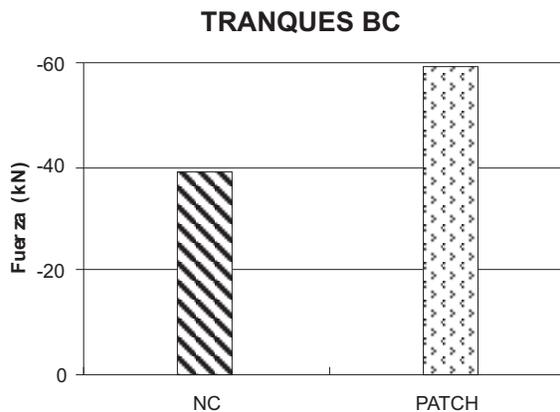


Figura 7. Fuerza axial de compresión en tranques de la cara BC.

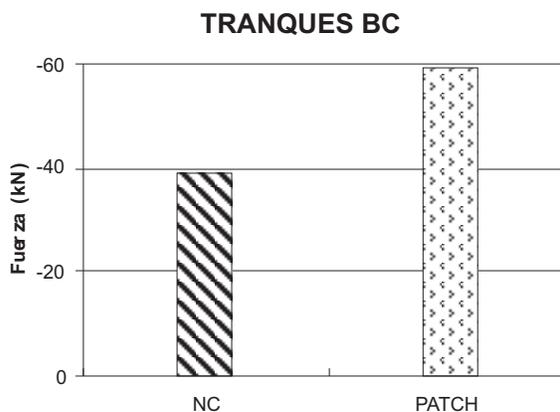


Figura 8. Fuerza axial de compresión en diagonales de la cara AB.

comparación se realizó a partir de los elementos en compresión (Figura 7). Las diagonales de las caras se encuentran sometidas a esfuerzos de compresión y de tracción, siendo superiores los de compresión. Los valores de fuerzas interiores mayores están en las diagonales de la base de la torre y en los niveles de sujeción de los cables. Los mayores valores de las componentes de los anclajes están en la dirección vertical, y corresponden a los anclajes del eje B, específicamente el anclaje más externo (Figura 9).

Los incrementos relativos en las fuerzas interiores obtenidos de la comparación entre los resultados de la aplicación del método del *Patch Load* y los valores obtenidos de la aplicación del método de la norma cubana de viento, se calcularon según la ecuación 7. Estos fueron: para las

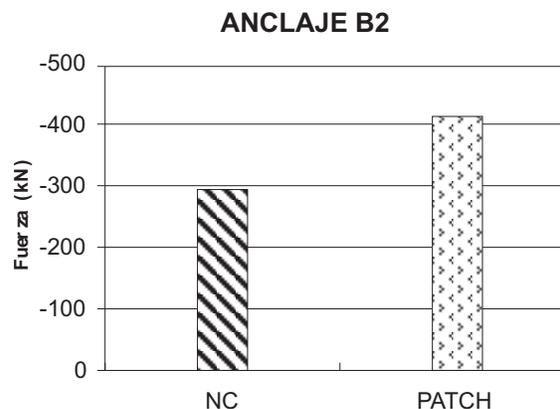


Figura 9. Fuerza axial de tracción en el anclaje más solicitado.

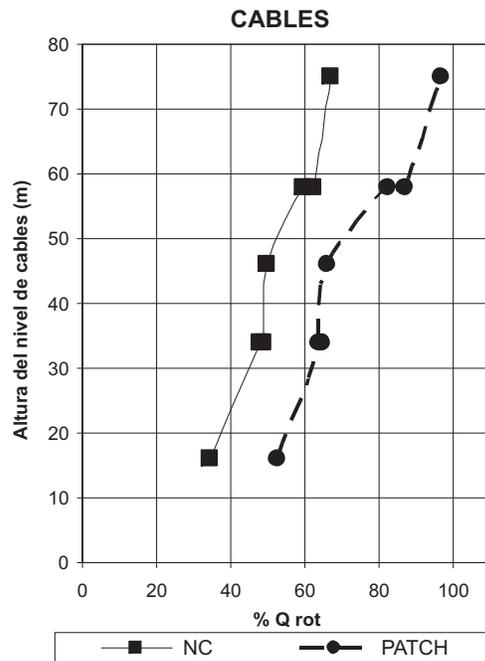


Figura 10. Fuerza axial en los cables de distintos niveles expresadas en porcentaje de la carga de rotura.

columnas del 37%, para los tranques del 51%, para las diagonales del 73%, para anclajes del 40% y para los cables del 52%. Como se puede apreciar estos incrementos varían entre el 30% y el 73 %, rango no despreciable dentro de los márgenes de seguridad comúnmente adoptados.

$$\Delta = \frac{(F_{patch} - F_{nc})}{F_{nc}} \times 100 \quad (9)$$

## Conclusiones

Para el análisis de la torre de tipo atirantada bajo carga de viento se empleó un modelo tridimensional de elementos finitos a través del programa SAP-2000 considerando la no linealidad geométrica. Se aplicaron dos métodos estáticos equivalentes para obtener la respuesta dinámica bajo carga de viento extrema de la torre. Los resultados de la aplicación de los dos métodos, arrojaron resultados muy diferentes en los valores máximos de las fuerzas interiores, siendo mayores los valores obtenidos por el método del *Patch Load*. La presencia de cables en la torre atirantada introduce inversión en el primer modo de vibración que difiere del modelo general de es-

tructuras tipo voladizo contemplado en la norma cubana de viento, por lo que se concluye la necesidad de asimilación en la norma cubana del resultado de investigaciones internacionales y la actualización de los métodos de cálculo con relación al análisis dinámico de torres atirantadas. El análisis modal de la torre con y sin antenas demostró la importancia de considerar la presencia de las mismas en el diseño de las torres debido al aumento significativo de los períodos de oscilación observados en la estructura.

## Agradecimientos

Los autores agradecen la colaboración brindada por el Ministerio de la Informática y las Comunicaciones (MIC) de Cuba y en particular a la empresa Radio Cuba, la cual facilitó los datos para llevar a cabo parte importante de este trabajo.

## Referencias bibliográficas

1. Davenport, A.G.: "Gust loading factors". Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 93, (1967) 11-34.
2. Vellozzi, J. and Cohen, E.: "Gust response factors". Journal of Structural Division, ASCE, Vol 94, (1968) 1295-1313.
3. Simiu, E.: "Equivalent static wind loads for tall buildings design". Journal of Structural Division, ASCE, Vol 102, (1976) 719-737.
4. Solari, G.: "Equivalent wind spectrum technique: theory and applications". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 114, (1988) 1303-1323.
5. Davenport, A.G. and Sparling, B.F.: "Dynamic gust response factors for guyed towers". Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Vol 41, (1992) 2237-2248.
6. Cohen, E. and Perrin, H.: "Design of Multileveled Guyed Towers: Wind Loading". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.83, (1957) (Paper Number 1355).
7. Davenport, A.G. and Gerstoft, P.: "A simplified method for dynamic analysis of a guyed mast". Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol 23, (1986) 487-499.

8. BS8100-4: "Lattice towers and masts Part 4: Code of practice for loading of guyed mast". British Standards Institution, London, UK., 1995.
9. CSA: "Antennas, towers, and antenna supporting structures". Standard CAN/CSA-S37-01. Canadian Standards Association, Rexdale, Canada, 2001.
10. TIA/EIA-222-G: "Structural standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures". Telecommunications Industry Association, USA, 2005.
11. IASS WG 4: "Recommendations for the Design and Analysis of Guyed Masts". International Association of Shell and Spatial Structures, Madrid. 1981.
12. Sparling, B.F., Smith, B.W. and Davenport A.G.: "Simplified dynamic analysis methods for guyed masts in turbulent wind". Journal for the IASS. Vol. 37 (1996) 89-106.
13. Smith, B.W.: "Communication structures". A. Thomas Telford, London, Great Britain. 2007.
14. NC285: "Carga de viento. Método de cálculo". Cuba, 2003.
15. Wilson, E.L.: "Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures", Computers and Structures, Berkeley, California, USA. 2002.
16. Grey, M.: "Finite Element Seismic Analysis of Guyed Masts". University of Oxford, UK, 2006.

Recibido el 6 de Enero de 2010

En forma revisada el 11 de Julio de 2011