

# Análisis sísmico de modelos cubanos de torres autosoportadas de telecomunicaciones

**Patricia Martín Rodríguez**

Correo electrónico: patriciamr@civil.cujae.edu.cu

**Artículo Original**

**Vivian Elena Parnás**

Correo electrónico: vivian@civil.cujae.edu.cu

Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba

## Resumen

Las torres de celosía autosoportadas son estructuras delgadas, con características estructurales de bajo amortiguamiento y flexibles, lo que las hace realmente sensibles a la carga dinámica de viento o sismo. En el oriente de Cuba, además de analizar las estructuras bajo cargas de vientos extremos, es necesario tener en cuenta los efectos sísmicos, los cuales durante el año 2010 aumentaron su frecuencia. Las torres autosoportadas no presentan el mismo comportamiento dinámico que los edificios frente a las cargas de sismo; las particularidades de estas estructuras no se encuentran tratadas en las normas de diseño sísmico, de ahí la necesidad de profundizar en el análisis sísmico de las torres autosoportadas y los diferentes métodos para realizarlo. Los métodos escogidos en el estudio son el método de análisis modal planteado en la Norma Cubana de Sismo (NC-46:1999) y el método de análisis dinámico lineal de superposición modal denominado *time history*. Aquí se escogieron para el estudio dos torres autosoportadas de fabricación nacional, modelos Versalles de sección transversal triangular y Najasa de sección transversal cuadrada. Así mismo, se realiza el análisis comparativo entre los valores de las fuerzas interiores obtenidas en los elementos de la torre, según los dos métodos propuestos.

Palabras clave: torres autosoportadas de telecomunicaciones, análisis sísmico, análisis modal.

Recibido: 2 de marzo del 2012

Aprobado: 23 de abril del 2012

## INTRODUCCIÓN

Las torres de celosía autosoportadas son estructuras delgadas, con características estructurales de bajo amortiguamiento y flexibles, lo que las hace realmente sensibles a las cargas dinámicas de viento o sismo. Cuba es un territorio acechado por huracanes por lo que los fuertes vientos son la principal causa de fallos registrados, sin embargo, en el oriente de Cuba, además de analizar las estructuras bajo cargas de vientos extremos, es necesario tener en cuenta los efectos sísmicos, los cuales durante el año 2010 aumentaron su frecuencia. Las torres autosoportadas no presentan el mismo comportamiento dinámico que los edificios expuestos a las cargas de sismo; las particularidades de estas estructuras no se encuentran tratadas en las normas de diseño sísmico, de ahí la necesidad

de profundizar en este análisis y en los diferentes métodos para realizarlo.

En los últimos años, con el aumento de las torres en altura y por tanto el aumento de sus períodos de oscilación, además de la instalación de estas en zonas de alta sismicidad, se ha prestado mayor atención al análisis bajo carga sísmica. Esto se evidencia en la inclusión del análisis sísmico en las últimas ediciones de las normas más avanzadas en el mundo sobre las torres de telecomunicaciones: Estadounidense (TIA/EIA-222-G,2005 [1]), Canadiense (CAN/CSA -S37-01, 2001 [2]), Australiana AS 3995-1994 (fuente Madugula [3]) y el Eurocódigo 8 Parte 1 [4]. En particular la norma Estadounidense (TIA/EIA-222-G,2005 [5]) propone cuatro diferentes métodos de análisis para las torres bajo carga sísmica y las limitaciones que ellos presentan en función de

las características de cada torre. Estos métodos son: *método de fuerza lateral equivalente*, *método de análisis modal equivalente*, *método de análisis modal* y *método de análisis de dominio del tiempo (time history)*.

En este trabajo se comparan los valores de las fuerzas interiores en los elementos estructurales de torres autoportadas con la aplicación del método de análisis modal planteado en la Norma Cubana de Sismo (NC-46:1999) [5] y el método de análisis dinámico lineal de superposición modal *time history*.

Los efectos de los terremotos como un posible daño o pérdida de servicio de la estructura son frecuentemente despreciados, incluso en las áreas que presentan alto riesgo sísmico. Solo algunas publicaciones están disponibles en el campo del análisis sísmico en las torres autoportadas de telecomunicaciones, destacándose los autores Konno y Kimura [6] en la década del 70; Gálvez [7,8], Mikus [9] y Kherd [10,11] en la década del 90; y más recientes en los años 2000 los trabajos de Amiri. [12-15]

Konno y Kimura [6] en el año 1973 fueron los primeros autores en estudiar los efectos sísmicos en las torres autoportadas de telecomunicaciones y su comparación con los edificios. El objetivo de su trabajo fue obtener los modos, las frecuencias y las características de amortiguamiento de estas estructuras. Sus resultados demostraron que en algunos de los elementos de las torres las fuerzas obtenidas debido al sismo eran mayores que las ocasionadas por el viento.

Gálvez [7,8] y Kherd [10,11] son de los investigadores fundamentales que han trabajado el análisis de las torres de sección triangular bajo la acción de la carga sísmica. Gálvez [7,8] propone un método estático equivalente sobre la base del perfil de aceleración que fue deducido de la superposición modal de los tres modos de vibración a flexión más bajos de las torres. La desventaja principal del método es que no incluye todos los tipos de geometría de torres posibles.

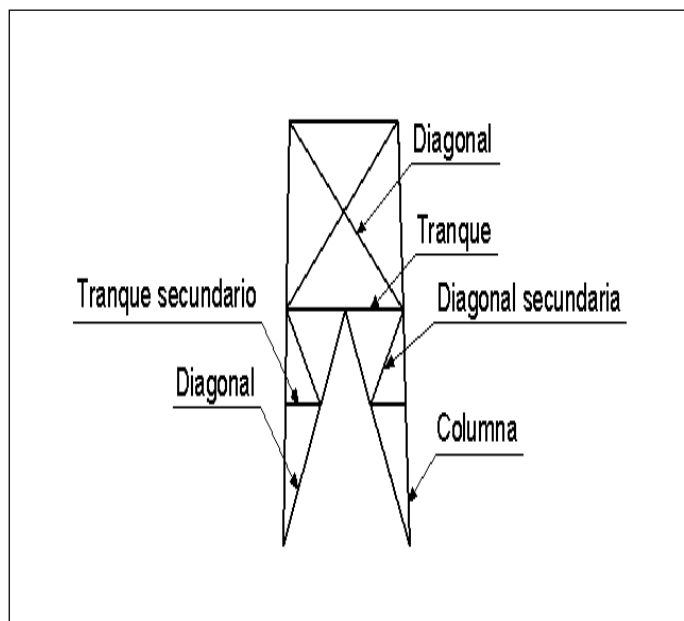


Fig. 1. Elementos componentes de las torres autoportadas.

Kherd [10,11] propone expresiones simples para determinar el factor de amplificación sísmica como un medio para aproximar el cortante basal máximo y la reacción vertical en las torres autoportadas de telecomunicaciones. Kherd [11,16] además, propone un método estático simplificado que pueda ser usado en la evaluación de las fuerzas interiores y reacciones de apoyo de torres autoportadas de telecomunicaciones debido a la excitación sísmica, tanto vertical como horizontal. Este método está basado en la superposición modal y la técnica de espectro de respuesta.

En cuanto a los estudios en las torres autoportadas de sección cuadrada, Amiri [12-15] es el principal investigador. En [13] Amiri define los factores de amplificación sísmica para el caso de torres de sección cuadrada, tanto para la componente vertical como la horizontal de un sismo, realizando el análisis dinámico lineal, son calculados el cortante basal y la reacción vertical de las torres. Amiri concluye que cuando el período fundamental de la torre aumenta, el factor de amplificación sísmica para la componente horizontal disminuye y que cuando el período del primer modo axial aumenta, el factor de amplificación sísmica de la componente vertical aumenta también.

## DESARROLLO

Las torres seleccionadas para el estudio comparativo son dos modelos típicos de fabricación cubana: modelo Versalles y modelo Najasa. El modelo Versalles es de sección transversal triangular y el modelo Najasa es de sección transversal cuadrada. Ambos modelos están compuestos por una base troncopiramidal y una torreta. Los principales elementos que conforman las torres objeto de estudio se observan en la figura 1. Las características de la geometría y los tipos de perfiles de las columnas (C), tranques (T) y diagonales (D) de ambos modelos se observan en las figuras 2 y 3.

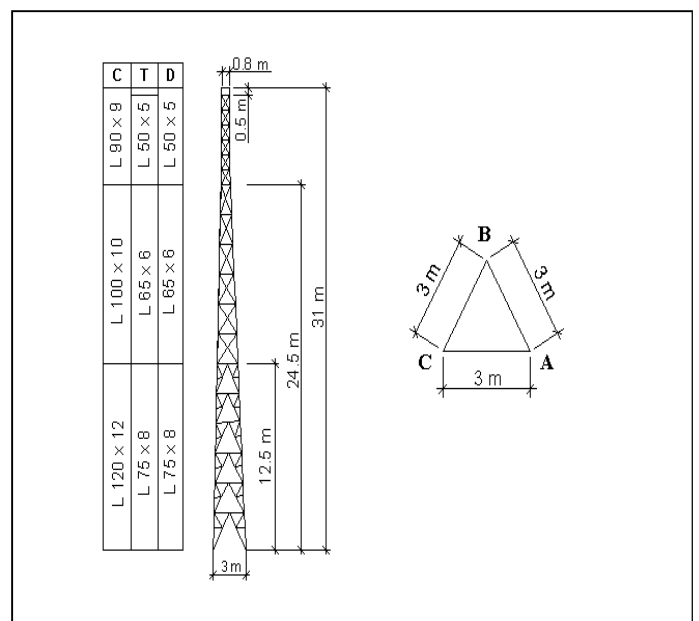


Fig. 2. Esquema del modelo Versalles y su sección transversal

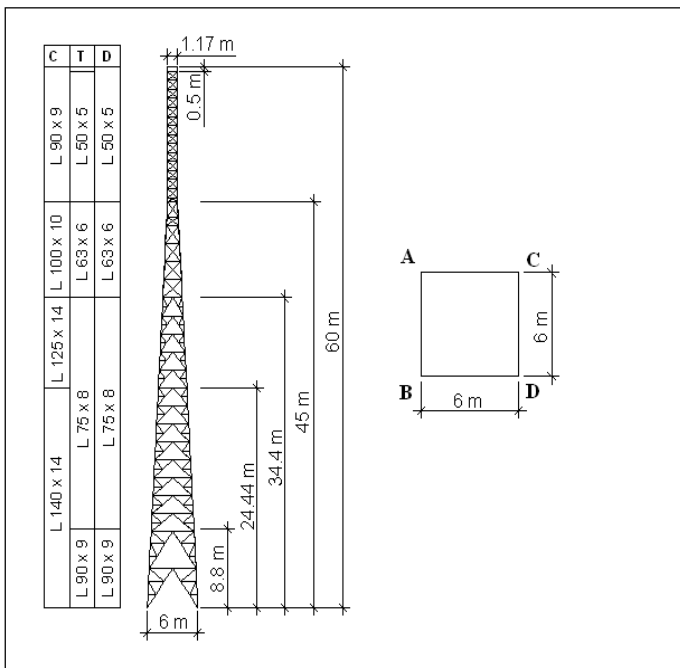


Fig. 3. Esquema del modelo Najasa y su sección transversal.

### Modelación de la estructura

La modelación y análisis de las torres se llevó a cabo a través del programa de análisis estructural SAP 2000 (versión 12) [17,18] basado en el método de elementos finitos. Las torres fueron modeladas como una armadura espacial, reproduciendo de forma detallada cada miembro que conforma la estructura tridimensional de sección triangular equilátera o cuadrada en dependencia de la torre analizada. Las columnas se consideraron continuas en ambos modelos, desde la base hasta la cima, porque las uniones entre ellas son a tope con doble plancha y seis pernos en el sentido longitudinal. La unión entre los elementos tranques y columnas, diagonales y columnas se consideraron articuladas, debido a que la unión entre estos elementos se realiza mediante uno o dos pernos. Las condiciones de apoyo fueron consideradas empotradas. El material que conforma los elementos de las torres es acero de calidad A-36 (Tensión de fluencia 250 MPa, tensión de rotura 400 MPa); sus propiedades se estimaron linealmente elásticas y constantes en el tiempo.

### Modelación de la carga

En el diseño de las torres de celosía las principales cargas analizadas son: carga permanente, cargas ecológicas y la carga producto de la presencia de las antenas. En este trabajo no se tuvo en cuenta la carga que genera la presencia de las antenas. La carga permanente estimada es el peso propio de los elementos estructurales. La carga ecológica analizada es el sismo. La Norma Cubana de Sismo (NC-46:1999) recomienda la aplicación de las cargas de sismo en las direcciones de 0° y en la dirección ortogonal a ella, pero solamente considerando un 30% de esa misma carga ( figuras 4 y 5).

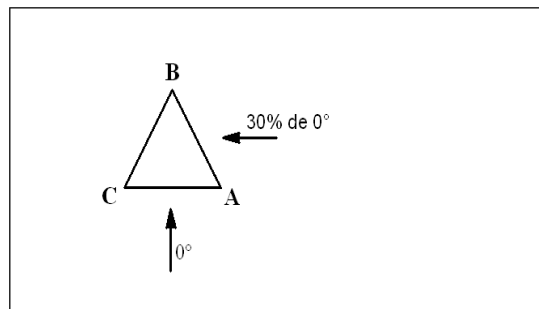


Fig. 4. Direcciones de carga de sismo para la torre Versailles.

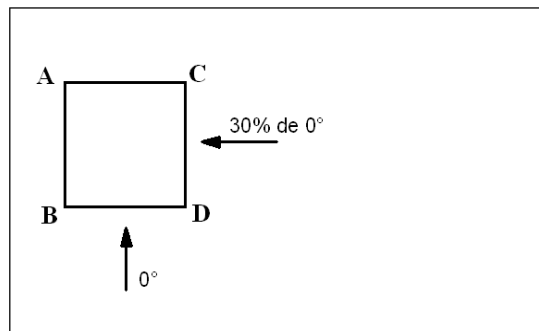


Fig. 5. Direcciones de carga de sismo para la torre Najasa.

### Análisis modal

El análisis modal fue realizado a las torres utilizando como herramienta el software de análisis de estructuras SAP-2000 versión 12 [17,18]. El método Eigenvector es el utilizado en este trabajo ya que determina la forma de los modos de vibraciones libres sin amortiguamiento (vectores propios) y las frecuencias propias (valores propios) de la estructura. Las masas de cada elemento fueron concentradas en los puntos de intersección de las columnas de las torres con los tranques y las diagonales.

Fueron seleccionados dos aspectos fundamentales que permiten caracterizar el comportamiento dinámico de las torres: períodos de oscilación y porcentaje de participación de las masas según cada modo. Los porcentajes de participación de la masa están determinados por la importancia relativa de cada modo en la respuesta dinámica de la estructura. [20] Estos valores representan el grado en que la respuesta dinámica es excitada por un modo específico. El factor de participación ( $L_j$ ) y la masa modal ( $M_j$ ) se definen como:

$$L_j = \sum_j^n m_j a_{ij} \quad (1)$$

$$M_j = \sum_j^n m_j a_{ij}^2 \quad (2)$$

donde

$m_j$ : Masas concentradas.

$a_{ij}$ : Desplazamiento de la masa  $j$  en el modo  $i$ .

La relación  $\frac{L_i^2}{M_i}$  puede entenderse como la cantidad de masa que tiene participación en una respuesta modal específica. El porcentaje de participación de la masa para un modo dado se calcula con la expresión de la ecuación (3)

$$r_i = \frac{L_i^2 / M_i}{M_{total}} \quad (3)$$

donde:

$M_{total}$ : Masa total del sistema.

Estas relaciones son expresadas en porcentaje.

La herramienta SAP 2000 permite fijar la cantidad de modos de vibración que se requieran analizar, el análisis modal de las torres fue considerado hasta el modo número 25, considerando de esta forma los modos que involucran más del 90 % de participación de la masa según lo indicado en las referencias [4, 10, 11, 15].

Existen tres tipos de modos de vibración que se presentan en las torres autoportadas: modo flector, torsor y axial. Estos modos surgen de diferentes maneras en las torres y además dependen de la altura y la masa de las mismas [13,21]. En ambas torres, los cuatro primeros modos de vibración conforman los dos primeros modos a flexión de la estructura. Los tres primeros modos a flexión para las torres ocurren en los primeros siete modos, esto corrobora los resultados obtenidos por Amiri [13]. En la tabla 1 se muestra un fragmento de los resultados del análisis modal para la torre modelo Versailles, representando la ubicación, tipo (F: flector, T: torsor, A: axial) y porcentaje de participación de la masa de cada uno de los modos de vibración.

En la figura 6 se muestran los tres primeros modos a flexión para la torre modelo Najasa.

En ambas torres, el mayor porcentaje de participación individual de la masa se encuentra en el primer modo a flexión, que es el modo fundamental. En el primer modo a flexión de cada torre se alcanza menos del 50% de participación de la masa, igual a lo planteado por Amiri, [15] aunque no coincide que con los tres primeros modos a flexión se alcance el 90 %.

Modo	Período (s)	Tipo de modo	Participación modos individuales (%)			Sumatoria de participación (%)		
			UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,42	1 F	41,7 %	0,0 %	0,0 %	41,7 %	0,0 %	0,0 %
2	0,42		0,0 %	41,7 %	0,0 %	41,7%	41,7 %	0,0 %
3	0,12	2F	25,1%	0,0 %	0,0%	66,9 %	41,7 %	0,0 %
4	0,12		0,0 %	25,2 %	0,0 %	66,9 %	66,9 %	0,0 %
5	0,087	1 T	0,0 %	0,0 %	0,0 %	66,9 %	66,9 %	0,0 %
6	0,059	3F	0,0 %	14,3 %	0,0 %	66,9 %	81,2 %	0,0 %
7	0,059		14,4 %	0,0 %	0,0 %	81,2 %	81,2 %	0,0 %
8	0,049	2 T	0,0 %	0,0 %	0,0 %	81,2 %	81,2 %	0,0 %
9	0,035	4F	0,0 %	10,1 %	0,0 %	81,2 %	91,3 %	0,0 %
10	0,035		10,1%	0,0%	0,0%	91,3%	91,3%	0,0%
11	0,033	3 T	0,0 %	0,0 %	0,0 %	91,3 %	91,3 %	0,0 %
12	0,032	5F	0,5 %	0,0 %	0,0 %	91,8 %	91,3 %	0,0 %
13	0,032		0,0 %	0,5 %	0,0 %	91,8 %	91,8 %	0,0 %
14	0,031	1A	0,0 %	0,0 %	42,8 %	91,8 %	91,8 %	42,8 %

En el caso del modelo Versailles, este porcentaje se alcanza a partir del cuarto modo a flexión, demostrando lo expuesto también por Amiri [12,13] de que los resultados son más precisos analizando hasta el quinto modo a flexión. En la torre Najasa, el 90 % se obtiene en el sexto modo a flexión, el cual se encuentra en el modo 25.

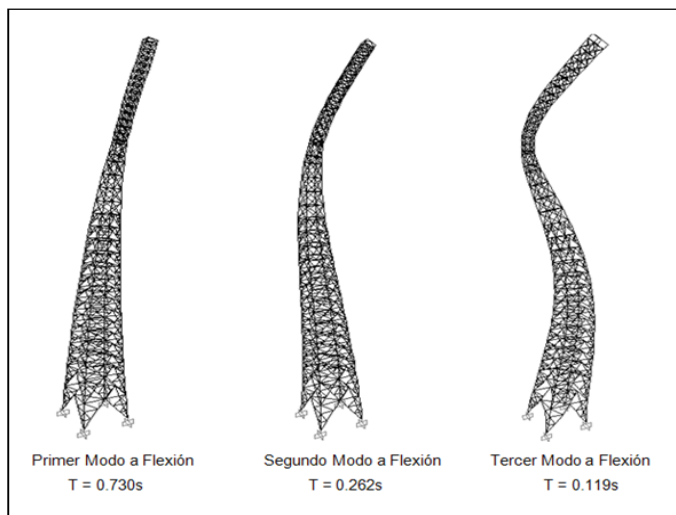


Fig. 6. Modos a flexión de la torre de sección cuadrada modelo Najasa y sus períodos de oscilación.

### Método de análisis modal según la Norma Cubana de Sismo

La NC 46:1999 [5] es la norma que rige el diseño para estructuras sismorresistentes en Cuba. Esta norma [5] divide la isla de Cuba en cuatro zonas sísmicas en dependencia de los efectos dañinos que puede ocasionar la presencia de un sismo para las estructuras. Los modelos objetos de estudio se consideraron ubicados en Santiago de Cuba, que corresponden a la zona sísmica 3, la cual es la zona de mayor peligrosidad sísmica. La Norma Cubana de Sismo [5] propone dos métodos para el análisis sísmico de las estructuras: el método estático equivalente y el método de análisis modal. Las características de las torres estudiadas cumplen con los criterios establecidos en la NC: 46-1999[5] de ser estructuras regulares en planta, sin embargo, con respecto a la regularidad vertical no cumplen los requisitos establecidos, por esta razón el método de análisis seleccionado es el de *análisis modal*.

La NC:46-1999 [5] establece que para modelos espaciales, como es el caso de la modelación utilizada en las torres, el análisis incluirá todos los modos de vibración de período superior a 0,4 s y como mínimo cuatro modos, dos de ellos fundamentalmente flectores y otros dos con carácter predominantemente torsional.

En las torres objeto de estudio debían analizarse los dos primeros modos flectores y los dos primeros modos torsores; sin embargo, solo se analizarán los dos primeros modos flectores debido a que ambas torres se encuentran en un suelo de tipo S2, donde los valores de mayor amplitud de oscilaciones se encuentran en el rango del período entre 0,15 y 0,6 s (períodos de esquina del espectro), y los valores de

los períodos de oscilación de los dos primeros modos torsores de las torres estudiadas son menores que 0,15 (tabla 2).

Modelo de torres	Períodos de oscilación (s)			
	Modos flectores		Modos torsores	
	1	2	1	2
Versalles	0,420	0,120	0,088	0,049
Najasa	0,730	0,262	0,116	0,078

El método de *análisis modal* plantea el cálculo del cortante basal o componente horizontal en la base de la torre debido a la acción sísmica según el aporte de cada uno de los modos considerados. Ver ecuación (4):

$$V_m = \frac{ALC_m}{R_d} W_m \quad (kN) \quad (4)$$

En la ecuación (4)  $V_m$  es el cortante basal en la base debido al modo de vibración  $m$ ;  $A$  es la aceleración máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad y se encuentra en función de la zona sísmica en que esté ubicada la torre. El coeficiente  $I$  está vinculado con el riesgo sísmico en función de la importancia de la obra. El coeficiente de reducción por ductilidad ( $R_d$ ) depende del sistema estructural utilizado y del nivel de ductilidad de la obra, las torres presentan un tercer nivel de ductilidad ( $ND = 3$ ).  $C_m$  es el coeficiente sísmico espectral modal, que se define en función del perfil de suelo donde se encuentre la torre y del período de cada uno de los modos de oscilación analizados. En la tabla 3 se muestran los valores de  $C_m$  para cada una de las torres y los modos analizados.

Torre	$C_m$ para cada uno de los modos	
	$C_{1F}$	$C_{2F}$
Modelo Versailles	2,5	2,2
Modelo Najasa	2,18	2,5

$W_m$  es el peso efectivo modal determinado por la ecuación (5):

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n W_i A_{im}\right)^2}{\sum_{i=1}^n W_i A_{im}^2} \quad (kN) \quad (5)$$

donde:

$W_i$ : Peso del nivel  $i$ .

$A_{im}$ : Amplitud del desplazamiento en el nivel  $i$  en el modo de vibración  $m$  (coordenada modal del nivel  $i$  en el modo de vibración  $m$ ) y es adimensional.

Una vez obtenido el valor del cortante basal en cada uno de los modos este debe distribuirse verticalmente sobre la altura de la estructura según la ecuación (6):

$$F_i = N_{im} V_m \text{ (kN)} \quad (6)$$

donde:

$N_{im}$ : Coeficiente de distribución de la fuerza cortante modal sobre la altura de la estructura dado por la ecuación (7):

$$N_{im} = \frac{W_i A_{im}}{\sum_{j=1}^n W_j A_{jm}} \text{ (adimensional)} \quad (7)$$

Los valores de diseño de la fuerza cortante en la base y la fuerza cortante en cada nivel se determinaron por la combinación de los respectivos valores modales. La combinación se realiza tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal según la ecuación (8):

$$V_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m (V_{im})^2} \quad (8)$$

### Método de análisis del dominio del tiempo (*time-history*)

El análisis de dominio del tiempo (*time history*) es un análisis paso a paso (*step-by-step*) de la respuesta dinámica de una estructura para una carga específica que varía en el tiempo. El análisis de *time history* puede ser lineal o no lineal. Las soluciones numéricas de la ecuación de movimiento de las estructuras son divididas en dos métodos: método de integración directa y método de superposición modal. [20,22]

El método escogido en este trabajo es el método de superposición modal porque es el utilizado en la bibliografía consultada relacionada con el análisis dinámico de las torres autoportadas bajo carga sísmica [10, 11, 13, 15] y es aplicable a las torres de este estudio debido a su comportamiento lineal. El comportamiento lineal de las torres autoportadas fue verificado realizando el análisis lineal y no lineal de la estructura, los resultados obtenidos coincidieron para ambos análisis, lo cual se confirma en la bibliografía consultada [3, 11-16]. El método de superposición modal requiere inicialmente el análisis modal de las torres, y para esto se recomienda que sea analizado hasta el tercer modo a flexión [10, 11, 15] o la cantidad de modos que involucren más del 90 % de participación de la masa. [4, 10, 11, 15] Este último criterio es el adoptado en este trabajo.

Para la realización del *time history* en el programa SAP-2000 [17] es necesario definir varios parámetros. Además de seleccionar los aspectos anteriormente mencionados relacionados con el tipo de análisis (lineal) y el tipo de *time history* a utilizar (método de superposición modal) se define el tipo de movimiento de *time history* que será efímero (*transient*) o periódico; intervalo de tiempo de los datos para el análisis (*time step data*); amortiguamiento modal (*modal damping*) y las características de las cargas aplicadas.

El movimiento efímero considera la aplicación de la carga como un solo evento, con un inicio y un final; el análisis periódico supone que la carga se repite indefinidamente. [20] El seleccionado fue el efímero porque es el que corresponde con los terremotos. En cuanto al intervalo de tiempo seleccionado, se definió el tamaño de los intervalos en que será dividido el tiempo total de medición del terremoto para el análisis (*output time step size*,  $\Delta t$ ), donde fue seleccionado 0,02 s. El criterio de selección de este valor fue basado en las recomendaciones del SAP-2000 [20] que expone que el valor escogido debe ser un décimo del período de oscilación del primer modo de vibración, aunque si se toman valores menores a éste los resultados siguen siendo muy precisos. El amortiguamiento estructural fue seleccionado constante para todos los modos. A partir de los datos que proporcionan las recomendaciones de la IASS [23] para estructuras de acero con uniones con pernos y remachadas el valor del amortiguamiento estructural es 2 %. Para el análisis sísmico no se considera el amortiguamiento aerodinámico porque las fuerzas sísmicas extremas ocurren sin la presencia del viento.

En el parámetro cargas aplicadas (*loads applied*) se definen el tipo de carga (*load type*), la función variable en el tiempo y el factor de escala. Para el análisis sísmico el tipo de carga es una aceleración. Las funciones de *time history* escogidas para el trabajo son las correspondientes al terremoto El Centro. Los datos de las mediciones del terremoto fueron obtenidos de la base de datos PEER (2011). [24] Dos componentes del sismo se utilizaron en el trabajo, la correspondiente a la medición Norte-Sur ( $x$ ) donde el máximo valor de aceleración (PGA: *Peak Ground Acceleration*) es 0,313g y la medición Este-Oeste ( $y$ ) donde el máximo valor de aceleración (PGA) es 0,215g. El intervalo de datos de las mediciones de la aceleración es 0,02 s. [24] En las figuras 7 y 8 se muestran los *time history* para cada una de las componentes anteriormente mencionadas.

Las combinaciones definidas para el análisis por *time history* son las mismas a las realizadas para el análisis sísmico aplicando la Norma Cubana de Sismo. La única diferencia en este caso es la componente de la dirección y que es la función correspondiente a las mediciones Este-Oeste y la dirección  $x$  la componente de las mediciones Norte-Sur del terremoto El Centro.

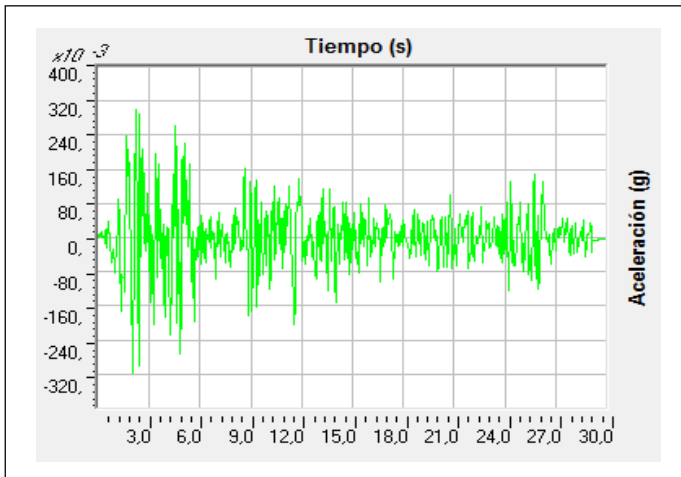


Fig. 7. Función *time history* del terremoto El Centro para la dirección Norte-Sur.

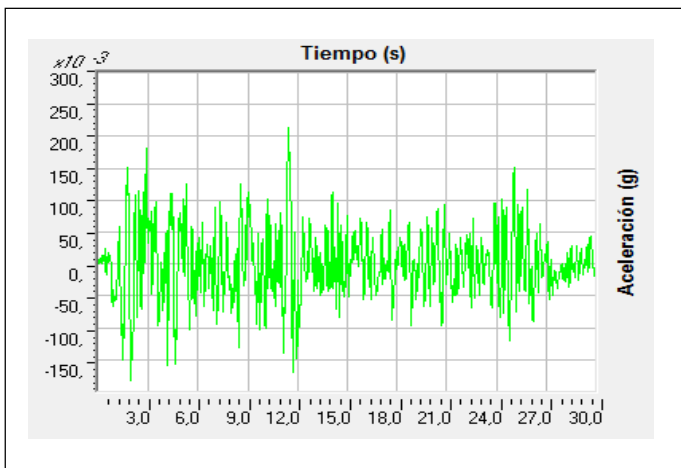


Fig. 8. Función *time history* del terremoto El Centro para la dirección Este-Oeste.

## RESULTADOS

La comparación entre los métodos de análisis para carga sísmica en los modelos objeto de estudio Versailles y Najasa se realizó para las combinaciones de carga definidas a partir de realizar un análisis lineal. Los elementos de comparación son: fuerza axial máxima en los elementos principales de la torre, columnas, diagonales y tranques). Los elementos que conforman las torres están sometidos principalmente a esfuerzos de compresión y tracción axial por lo que fueron los considerados para la comparación, las fuerzas interiores de momento y cortante son muy pequeños y fueron despreciados en el análisis de los resultados. Los incrementos relativos en las fuerzas interiores obtenidos de la comparación entre los resultados de la aplicación del método del *time history* y los valores obtenidos de la aplicación del método de la norma cubana de sismo, se calcularon según la ecuación (9).

$$\Delta = \frac{(F_{TH} - F_{NC})}{F_{NC}} \cdot 100 \quad (9)$$

Los elementos se dividieron para su análisis según la nomenclatura dada a los vértices de la base de cada una de las torres (figuras 2 y 3). Las columnas se analizaron en A, B, C y vértice D en el caso de la torre de sección transversal cuadrada. Las diagonales y los tranques se subdividieron según las diferentes caras de la torre. Los elementos de las torres fueron subdivididos en varios tramos según variaban las dimensiones de las secciones de los perfiles con la altura, (figuras 2 y 3), tomando como tramo 1 el tramo más cercano a la base de la torre. En las figuras 9 y 10 se muestra la división de los tramos para el caso de las columnas en ambos modelos.

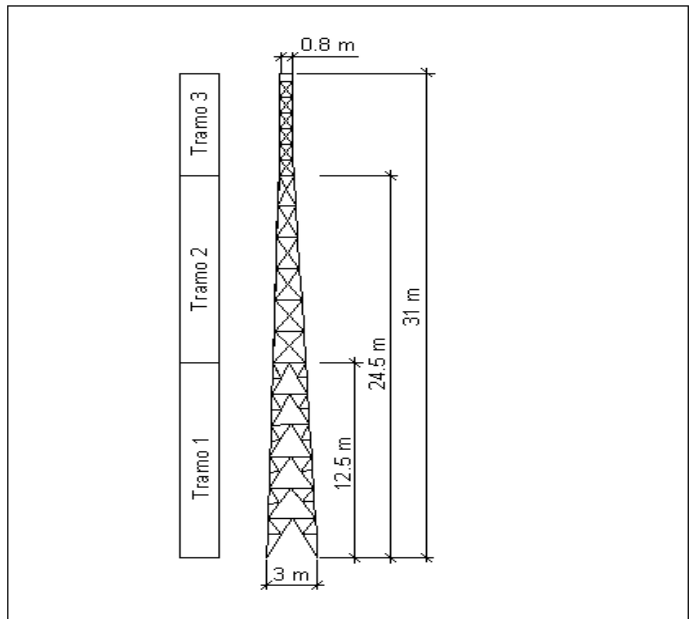


Fig. 9. Tramos de los elementos columnas de la torre modelo Versailles.

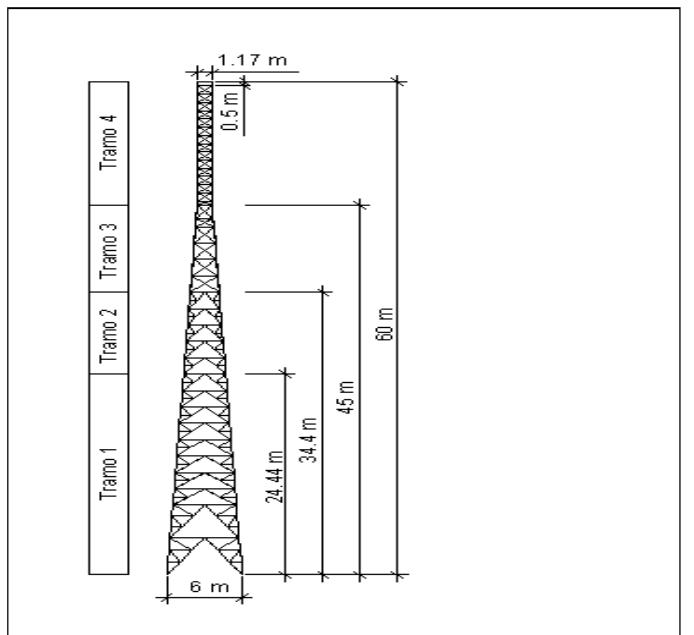


Fig. 10. Tramos de los elementos columnas de la torre modelo Najasa.

### Modelo Versailles

Del análisis de los resultados de la aplicación de ambos métodos, se obtuvo que los mayores valores de fuerza axial que presentan los elementos son generados en todos los casos por las combinaciones donde actúa simultáneamente la carga de sismo en las dos direcciones. Las fuerzas interiores obtenidas por la aplicación del método del *time history* son mayores que los obtenidos por la NC 46:1999 para todos los elementos. Los porcentajes de incremento para los valores máximos de fuerza axial tanto a tracción como a compresión del método del *time history* con respecto a la NC 46:1999 son del orden de 43 % al 78 %.

Las fuerzas axiales máximas a compresión y a tracción producto de la aplicación de los dos métodos coinciden en ubicación en los mismos tramos y en los mismos elementos. En la tabla 4 se presenta un resumen de los valores máximos para cada uno de los elementos, su ubicación y para qué combinación de carga fueron encontrados.

### Modelo Najasa

Al igual que en la torre modelo Versailles, los mayores valores de fuerza axial que presentan los elementos a partir de la aplicación de ambos métodos, son generados en todos los casos por las combinaciones donde actúa simultáneamente la carga de sismo en las dos direcciones. Los resultados obtenidos por la aplicación del método del *time history* son mayores que los obtenidos por la NC 46:1999 para todos los elementos. Los porcentajes de incremento para los valores máximos de fuerza axial tanto a tracción como a compresión del método del *time history* con respecto a la NC 46:1999 son del orden de 57 % al 181%.

En la tabla 5 se presenta un resumen de los valores máximos para cada uno de los elementos, su ubicación y para qué combinación de carga fueron encontrados.

Tabla 4 Valores máximos de fuerzas axiales en los elementos de la torre modelo Versailles					
Elemento	Tipo de esfuerzo	Combinación	Tramo	Tipo	Fuerza (kN)
Columna	Tracción	0.9 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Col. B	118,924
	Compresión	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Col. B	-166,668
Diagonal	Tracción	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Diag.BC	10,13
	Compresión	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Diag. BC	-11,47
Tranque	Tracción	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	2	Tranq. AC	9,44
	Compresión	0.9 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	2	Tranq. AC	-8,73

Tabla 5 Valores máximos de fuerzas axiales en los elementos de la torre modelo Najasa					
Elemento	Tipo de esfuerzo	Combinación	Tramo	Tipo	Fuerza (kN)
Columna	Tracción	0.9 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Col. B	242,109
	Compresión	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Col. C	-317,37
Diagonal	Tracción	0.9 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Diag. BD	31,86
	Compresión	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	1	Diag. CA	-35,95
Tranque	Tracción	1.2 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	3	Tranq. DC	29,17
	Compresión	0.9 CP + 1.4 CS(X+30%Y)	3	Tranq. AB	-27,06



## CONCLUSIONES

1. La comparación entre los métodos del *time history* y la Norma Cubana para Sismo (NC46:1999) arrojó resultados diferentes en cuanto a los valores máximos de las fuerzas interiores en los elementos; los obtenidos por el método del dominio del tiempo (*time history*) fueron mayores en todos los casos. Los incrementos relativos de las fuerzas interiores del método del dominio del tiempo (*time history*) con respecto al método de análisis modal planteado en la NC:46:1999 son del orden del 43 % al 78 % en los elementos de la torre Modelo Versalles y del 57% al 181% en la torre Modelo Najasa. Estos incrementos están dados fundamentalmente porque el método de análisis modal de la Norma Cubana para Sismo (NC46:1999) se basó en la selección de la cantidad de modos para el análisis sísmico en los valores de los períodos de oscilación, sin tener en cuenta la cantidad de masa involucrada en cada modo, mientras que el análisis por el método de *time history* se realizó considerando la cantidad de modos que involucren hasta el 90 % de participación de la masa de las torres.

2. El 90 % de participación de la masa en ambos modelos se alcanzó a partir del tercer modo flector, definiendo 25 modos de oscilación para el análisis del *time history*.

3. La combinación de la acción de la carga de sismo aplicada en las dos direcciones de las secciones transversales, es el estado más desfavorable para todos los elementos en ambos modelos, lo que equivale a un sismo actuando en una dirección no ortogonal a las caras principales de las torres.

## REFERENCIAS

1. TIA/EIA-222-G. *Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures*. USA: Telecommunications Industry Association, 2005.
2. CSA. *Antennas, Towers, and Antenna Supporting Structures*. Standard CAN/CSA-S37-01. Canada: Canadian Standards Association, Rexdale, 2001.
3. **MADUGULA, M. K. S.** *Dynamic Response of Lattice Towers and Guyed Masts*. USA: ASCE, 2002.
4. EC8:Part1, Eurocode 8. *Design of Structures for Earthquake resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Building*. European Committee for Standardization, 2005.
5. NC46:1999. *Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción*, Cuba, 1999.
6. **KONNO, T. and Kimura, E.** "Earthquake Effects on Steel Tower Structures Atop Buildings". *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
7. **GÁLVEZ, C. and MCCLURE, G.** "A simplified Method for Aseismic Design of Self-Supporting Lattice Telecommunication Towers". *Proceedings of the 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, 5-7 June, 1995.
8. **GÁLVEZ, C. A.** *Static Method for Aseismic Design of Self-Supporting Towers*. Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics. Montreal: McGill University, 1995.
9. **MIKUS, J.** *Seismic Analysis of Self-Supporting Telecommunications Towers*. Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics. Montreal: McGill University, 1994.
10. **KHERD, M. A. and MCCLURE, G.** "Earthquake Amplification Factors for Self-Supporting Telecommunication Towers". *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol 26, p. 208-215, 1999.
11. **KHERD, M. A.** "Seismic Analysis of Lattice Towers". PhD Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, 1998.
12. **AMIRI, G. G.; BARKHORDARI, M. A. and MASSAH, S. R.** "Seismic Behavior of 4-Legged Self-Supporting Telecommunication Towers", *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004.
13. **AMIRI, G. G. et al.** "Earthquake Amplification Factors for Self-supporting 4-legged Telecommunication Towers", *World Applied Sciences*, vol. 2, núm. 6, p. 635-643, 2007.
14. **AMIRI, G. G. and BOOSTA, A.** "Dynamic Response of Antenna-Supporting Structures", *4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Quebec, 2002.
15. **AMIRI, G. G. and MASSAH, S. R.** "Seismic Response of 4-Legged Self-Supporting Telecommunication Towers". *IJE Transactions B: Applications*, vol. 20, núm. 2, p. 107, 2007.
16. **KHEDR, M. A. and MCCLURE, G.** "A simplified Method for Seismic Analysis of Lattice Telecommunication Towers". *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol 27, pp. 533-542, 2000.
17. **WILSON, E. L.** *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, Computers and Structures*, California, USA, 2002.
18. **WILSON, E. L. et al.** "SAP - A structural Analysis Program for Linear Systems". *Nuclear Engineering and Design*, vol 25, núm. 2, pp. 257-274, 1973.
19. NC450:2006, *Edificaciones-Factores de Carga o Ponderación-Combinaciones*, Cuba, 2006.
20. *Computers and Structures, I., CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE™*. Berkeley, California, USA, 2007.
21. **SACKMANN, V.** *Prediction of Natural Frequencies and Mode Shapes of Self-Supporting Lattice Telecommunication Towers*. Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, 1996.
22. *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures*. Department of the Army-US Army Corps. of Engineers, 22 of December 2003.

23. IASS WG 4, *Recommendations for the Design and Analysis of Guyed Masts*. Madrid: International Association of Shell and Spatial Structures, 1981.
24. PEER. *PEER Strong Motion Database*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California [disponible en:<http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>], 2011.

## AUTORES

### Patricia Martín Rodríguez

Ingeniera Civil, Máster en Reducción de Desastres, Profesora

Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba.

### Vivian Elena Parnás

Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Profesora Titular, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba.

## Structural Analysis of Cuban Typical Model of Telecommunication Self-Supporting Towers under Seismic Load

### Abstract

Self-supporting lattice towers are slender structures with low damping and high flexibility. They are sensitive to dynamic loads such as wind and earthquake. In the West of Cuba, structures should be analyzed under extreme winds and seismic effects, which raised their frequency during 2010 year. Self-supporting towers do not have the same dynamic behavior as buildings under seismic loads. Their specific structure features are not developed at design seismic codes, for that reason it is necessary to study methods of seismic analysis for self-supporting towers. The methods selected in this research are Modal Analysis Method proposed by Cuban Seismic Code (NC-46:1999) and modal superposition lineal dynamic analysis named Time History. It was selected for the study two self-supporting towers designed in Cuba, Versailles Model (3-legged) and Najasa Model (4-legged). Comparative analysis between both methods is realized with extreme values of internal forces at element towers

Key words: self-supporting telecommunication towers, seismic analysis, modal analysis.