

Influencia De La Componente Fluctuante De La Fuerza De Viento En La Respuesta Dinámica De Torres Atirantadas

Influence Of The Fluctuating Component Of The Wind Force On The Dynamic Response Of Cable-Stayed Towers

Autores

Roberto Llerena Tanquero¹, Patricia Martín Rodríguez²

¹Ingeniero Civil, Departamento de Estructuras, Universidad Tecnológica de la Habana, Calle 114 No 11901, Marianao, La Habana, Cuba rollerenat@gmail.com

²Doctor Ingeniero Civil, Departamento de Estructuras, Universidad Tecnológica de la Habana, Calle 114 No 11901, Marianao, La Habana, Cuba patriciamr@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Las torres atirantadas poseen un complejo comportamiento estructural ante cargas de viento debido a su flexibilidad y bajo amortiguamiento. Existen varios métodos para obtener la respuesta de estas estructuras ante carga de viento, entre ellos está el método estático equivalente "Patrones de carga". Este posee varias limitaciones, la fundamental está relacionada con la consideración de un comportamiento lineal de la estructura cuando está sometida a la carga fluctuante, estudios recientes dan indicios de como el método estático equivalente puede subestimar las fuerzas interiores y desplazamientos, condicionando la necesidad de seguir profundizando en el comportamiento dinámico de las torres atirantadas y desarrollando métodos más precisos para describir el comportamiento estructural. El presente estudio tiene como objetivo identificar las variaciones en la respuesta estructural de las torres analizadas al efectuar un análisis dinámico lineal y no lineal de la componente turbulenta de la fuerza de viento a través del método dominio del tiempo. Se realiza una comparación entre fuerzas axiales en cables y columnas, y se obtiene la contribución de la respuesta resonante y no resonante en la respuesta fluctuante de la estructura. Los modelos de estudio son dos torres atirantadas de diferentes características de rigidez, esbeltez y composición estructural. Los resultados obtenidos permiten concluir que existen diferencias en un rango de hasta un 20% en las fuerzas axiales debido a la carga de viento cuando es realizado un análisis lineal y no lineal de la componente fluctuante de viento en ambas torres.

Palabras claves: análisis dinámico, carga de viento, torres atirantadas.

ABSTRACT

The guyed masts have a complex structural behavior under wind load due to its flexibility and low damping. There are many methods for obtain the response of these structures under wind load, one of them is the static equivalent method "Patch Load". This has several limitations, the main in related with the consideration of a linear behavior of the structure when is under the fluctuating wind load, recent researches indicated that the static equivalent method can underestimate the internal forces and the displacements, conditioning the need of keep going deeper in the dynamic behavior of guyed masts and development more accurate methods that can describe the structural behavior. The objective of the present paper is identifying the variations in the structural response of the analyzed towers when a dynamic linear and nonlinear analysis of the turbulent component of the wind force is performed through the time history method. A comparison between the axial forces in cables and columns is made, and its obtained the contribution of the resonant and non-resonant response in the fluctuating response of the structure. The models of the study are two guyed masts with different characteristics of stiffness, slenderness and structural composition. The obtained results allow to conclude that exists differences in a range up to 20% in the axial forces due to the wind load when is performed a linear and nonlinear analysis of the fluctuating component of the wind load in both towers.

Keywords: Dynamic analysis, guyed masts, wind load.

Nota Editorial: Recibido: Junio 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

Las torres atirantadas de telecomunicaciones son estructuras altamente complejas que requieren especial atención en su diseño bajo cargas de viento. Estas estructuras poseen bajo amortiguamiento estructural, gran flexibilidad y ligereza, así como un comportamiento no lineal y una compleja interacción entre cables y mástil [1]. Debido a los diversos requisitos para llevar a cabo un análisis dinámico completo con los métodos de frecuencia o dominio del tiempo, varios investigadores han realizado profundos esfuerzos en el pasado, destinados a desarrollar un método estático equivalente que pueda describir adecuadamente la respuesta dinámica inducida.

Un método simplificado para el análisis de la respuesta de las torres atirantadas frente a los efectos de las cargas de viento fue desarrollado por Davenport y Sparling en 1992 [2], el método es conocido como Patrones de Carga (Patch Loads). Este método ha sido adoptado en varios códigos y estándares en el mundo, como la norma canadiense CSA-S37-18(R2023)[3], el código europeo EN-1993-3-1:2007 [4] y el estadounidense TIA/EIA-222-I:2023 [5]. El método considera el comportamiento no lineal de las torres atirantadas cuando es aplicada la componente media de la fuerza del viento, y presenta como limitación la consideración de la componente fluctuante. Un estudio reciente realizó una comparación entre los resultados de un análisis dinámico completo en el dominio del tiempo con los obtenidos aplicando el método de Patrones de Carga a una torre atirantada colocada en dos regiones diferentes de Cuba[6]. Los resultados mostraron que en la región más rígida del mástil cerca del nivel del suelo, el método simplificado proporciona valores más pequeños en comparación con los del método dinámico completo, con un porcentaje de hasta el 20%. En términos de desplazamientos del mástil, el método simplificado proporcionó valores de desplazamientos aproximadamente 60% más bajos que los del análisis en el dominio del tiempo.

Los estudios anteriores reflejan la necesidad de continuar profundizando en el comportamiento estructural de las torres atirantadas y en los métodos de análisis para describir de forma más precisa la respuesta de las torres atirantadas. Por esta razón este trabajo tiene como objetivo identificar las variaciones en la respuesta estructural de las torres analizadas al efectuar un análisis dinámico lineal y no lineal de la componente turbulenta de la fuerza de viento a través del método dominio del tiempo.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Descripción Y Modelación Estructural De Las Torres

El estudio fue realizado para dos modelos de torres atirantadas existentes en Cuba. Estos modelos fueron seleccionados según la diversidad en sus características estructurales: alturas, cantidad de cables, rigidez, tipos de elementos (angular o tubular) y presencia de elementos antitorsos. En la figura 1 se muestran imágenes de los dos modelos de torres seleccionadas.

La torre T-75 es una torre atirantada modelo Babiney. La torre está compuesta por un fuste de 75,5 m de altura, sobre el cual se ubica un mástil tubular de 4,5 m de altura, para una altura total de 80 m. La rigidez lateral de la estructura es garantizada mediante 21 cables atirantados, orientados en tres direcciones, espaciados a 120° en planta. Los cables se encuentran distribuidos en 5 niveles por cada vértice, a razón de un cable por nivel, con excepción de los niveles 2 y 4, los cuales presentan dos cables debido a la presencia de antitorsos sobre el fuste de la estructura. La figura 2 muestra una elevación y vista en planta de la torre. La torre T-200 es una torre atirantada modelo "Blaw-Knox" y posee un fuste de sección transversal triangular equilátera de 2,54 m de lado constante en toda la altura, a excepción de los primeros 7 m, donde se reduce gradualmente a un único punto de apoyo articulado, consistente en una unión tipo "punta de diamante". A partir de los 201,5 m de altura se eleva sobre el fuste de una torreta de sección cuadrada de 20 m de longitud. Las columnas de la torre son tubulares de diámetro variable según la altura y el resto de los elementos son angulares de alas iguales, cuyas dimensiones también varían con la altura. La estructura presenta una altura total de 221,5 m, con cinco niveles de cables espaciados radialmente a 120° , como se detalla en la figura 2.

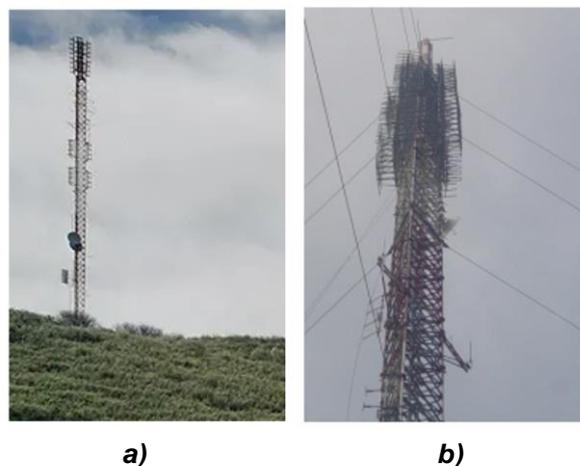


Figura 1. Torres estudiadas a) T-75 b) T-200

La modelación de la estructura y la obtención de las fuerzas interiores de las torres se llevó a cabo a través del programa de análisis estructural SAP2000 en su versión 21.0, el cual está basado en el método de elementos finitos. Las torres fueron modeladas como una armadura espacial, reproduciendo todas las características estructurales que conforman una estructura tridimensional. Los elementos de la armadura (columnas, tranques, diagonales y antitorsos) fueron modelados como barras, elementos lineales con dos nudos extremos.

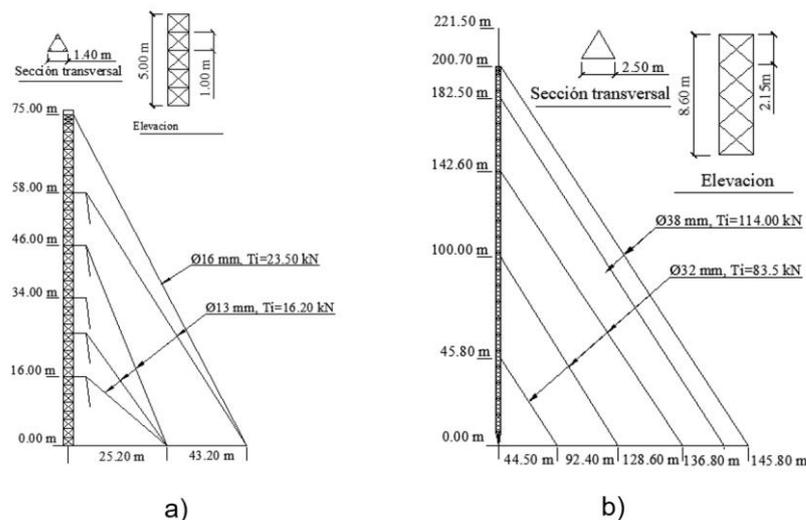


Figura 2. Elevación y Planta estructural de las torres a) T-75 b) T-200

Las columnas fueron consideradas continuas desde la base hasta el tope. Estas se encuentran arriostradas por los tranques, los cuales disminuyen la longitud de pandeo del elemento y rigidizan la estructura. Las uniones tranques-columnas, diagonales-columnas y diagonales-tranques se consideraron articuladas. En la torre T-75 el apoyo de las columnas con el cemento es mediante una placa base, en la torre T-200 la unión es tipo punta de diamante, en ambos casos se consideró articulada. Los anclajes de los cables a tierra, al igual que la unión entre los cables y el fuste, fueron considerados como articulaciones, debido a la incapacidad de los cables de tomar flexiones.

Los elementos del fuste (columnas, diagonales, tranques y antitorsos) para las dos torres están conformados por acero estructural ASTM A-36, y en los cables se utiliza acero de alto límite elástico. Las propiedades de los materiales se muestran en la tabla 1.

Tabla 1. Propiedades de los materiales

| Parámetro | Elementos del fuste | Cables |
|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Peso por Unidad de Volumen (Rho) | 76,97 kN/m ³ | 76,97 kN/m ³ |
| Módulo de elasticidad (E) | 200 GPa | 200 GPa |
| Coefficiente de Poisson (U) | 0,3 | 0 |
| Coefficiente de expansión térmica (A) | 1.17 x 10 ⁻⁵ | 1.17 x 10 ⁻⁵ |
| Límite de fluencia (Fy) | 250 MPa | 1600 MPa |
| Límite de rotura (Fu) | 400 MPa | 2000 MPa |

Los cables fueron modelados siguiendo la formulación elástica catenaria que representa el cable bajo las cargas de peso propio y fuerzas impuestas de pretensado. Los cables se representan como elementos lineales entre dos puntos (anclaje a tierra y amarre a la torre) cuyo peso propio es automáticamente determinado por el programa y calculada la flecha correspondiente de acuerdo a este valor y al pretensado sobre el mismo. El tesado (tensión inicial) se consideró como una fuerza impuesta (pretensado) y se definió como el 10% de la carga de rotura [7, 8]. La relación crítica de amortiguamiento se asumió como 0,02 para cada uno de los modos en las dos torres [9, 10].

2.2. Cargas

Las cargas consideradas sobre la estructura fueron la carga de peso propio de los elementos estructurales de la torre, la carga de tesado de los cables y la carga de viento extremo. La combinación de cargas considerada fue carga de viento más carga permanente, solo se consideró una combinación de cargas sin factorizar para la dirección de viento de 0 grados (figura 3) debido a que el trabajo es un estudio preliminar donde se realizará una comparación entre los diferentes estados de análisis y no se realizará diseño estructural de los elementos.

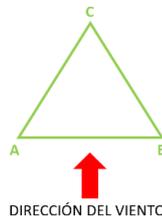


Figura 3: Dirección de viento analizada y nomenclatura de los vértices de la torre.

El método de análisis dinámico Dominio del Tiempo fue utilizado para simular la carga de viento sobre los modelos de las torres objeto de estudio. Este método de basa en la determinación de las fuerzas del viento a partir de las funciones temporales de velocidad dependientes de las componentes media y turbulenta del viento en el sitio de estudio. Los parámetros del viento para determinar la carga actuante sobre la estructura se describen a continuación.

La variación de la velocidad media con la altura $\bar{U}(z)$ fue obtenida mediante la ecuación 1 de la NC-285 [11].

$$\bar{U}(z) = U * 1,7 * \left(\frac{z}{z_g}\right)^a \quad (1)$$

En la ecuación $a = 0,1$ para terreno llano y horizontal con vegetación despreciable y sin obstáculos. Z_g es la altura de gradiente, para el tipo de terreno estudiado toma el valor de 250 m y z es la altura del punto donde la velocidad será obtenida. U es la velocidad básica de viento, tomando un valor de 36 m/s, la cual es la velocidad de viento más alta en Cuba según estudios recientes [12, 13], por lo cual fue seleccionada para el estudio comparativo.

En el caso de la turbulencia, las características del campo de viento son descritas por la función de densidad espectral. En este estudio fue utilizado el espectro de von Kármán (ecuación 2) el cual resulta más adecuado para describir las fluctuaciones del viento en estructuras sujetas a la acción de huracanes [14]

$$S_u(\omega) = \frac{4\sigma_u^2 f L_u / z}{n[1+70.8(f L_u / z)^2]^{5/6}} \quad (2)$$

En la ecuación 2 $f = \frac{nz}{U}$ es la coordenada de Monin 's; L_u es la escala de turbulencia, \bar{U} es la velocidad media y σ_u^2 es la varianza de la velocidad U . En este trabajo fue utilizada la ecuación 3 para describir la escala de turbulencia, la cual fue propuesta por Solari y Picardo [15] en su estudio.

$$L_u = 300 \left(\frac{z}{200}\right)^v \text{ con } v = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) \quad (3)$$

En la ecuación anterior z_0 es la longitud de rugosidad del terreno, la cual toma un valor de 0,05 para el tipo de terreno donde está ubicada la estructura. La varianza σ_u^2 fue determinada mediante la ecuación 4

$$\sigma = \beta * u_*^2 \quad (4)$$

El parámetro β (ecuación 5) fue calculado según le expresión propuesta por Solari y Piccardo [15] en su estudio. El parámetro u_* es la velocidad de fricción, la cual fue calculada mediante la ecuación 6.

$$\beta = 6 - 1,1 \arctan(\log(z_0) + 1,75) \quad (5)$$

$$u_* = U * \frac{0,4}{\ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (6)$$

Para la aplicación del método dominio en el tiempo se siguió la metodología propuesta por Fernández Lorenzo [6] donde las fuerzas de viento en la torre se calculan como la suma de la componente media de la fuerza del viento media (ecuación 7) y la componente fluctuante de la fuerza del viento (ecuación 8).

$$\bar{F}(z) = 1/2\rho_a C_a A_{ref} \bar{U}(z)^2 \quad (7)$$

$$F_u(z, t) = \rho_a C_a A_{ref} \bar{U}(z) u(z, t) \quad (8)$$

En las ecuaciones ρ_a es la densidad del aire, considerada como 1,18 kg/m³ para una temperatura media de Cuba, 25° C. C_a es el coeficiente de forma, A_{ref} es el área de referencia, calculada como el área neta proyectada ante la carga de viento de cada tramo analizado.

Para la generación de las funciones la torre T-75 fue dividida en doce tramos de 6.0 m de altura, en cada tramo el coeficiente de forma (C_a) toma un valor de 2,1, los dos últimos tramos tienen una altura 3,5 m y 4,5 m y sus coeficientes de forma toman como valor 2,1 y 0,89. El último tramo pertenece al mástil que se encuentra sobre la torre. La torre T-200 fue dividida en veintitrés tramos de 8,6 m de altura, un tramo de 5,2 m y el último de 20,0 m de altura perteneciente al mástil, haciendo un total de veinticinco. En los primeros veintitrés el coeficiente de forma (C_a) toma un valor de 2,1, en el penúltimo tramo el coeficiente toma un valor de 1,6 y la zona del mástil tiene un coeficiente de forma de 1,0. Los coeficientes de forma fueron calculados según la NC285 [11].

La componente turbulenta $u(z, t)$ fue obtenida usando la fórmula de generación digital de Shinozuka y Jan [16]. El espectro cruzado de frecuencia fue definido mediante la ecuación 9.

$$S_{v_1 v_2}(\omega) = \sqrt{S_{v_1 v_1}(\omega) S_{v_2 v_2}(\omega)} \exp(-f_{12}(\omega)) \quad (9)$$

En la ecuación anterior $\exp(-f_{12}(\omega))$ es la función de coherencia, calculada mediante la ecuación 10 para turbulencia homogénea [15], considerando correlación espacial solo en el sentido vertical, en los puntos de la estructura donde las funciones de viento son generadas.

$$f_{12}(\omega) = \frac{\frac{\omega}{\pi} k_z \Delta z}{[(U(z_1) + U(z_2))]} \quad (10)$$

Donde ω es la frecuencia angular, Δz es la distancia vertical entre dos puntos y k_z es el coeficiente de decadencia tomado como 10, de acuerdo a las recomendaciones de [15]. La simulación de viento fue generada para un intervalo de 10 minutos (600 segundos) con un paso del tiempo es de 0,1 segundos ($\Delta t = 0,1$).

En el caso de los cables solamente fue considerada la carga de viento media en ambos estados de análisis, esta fue aplicada como una carga distribuida a lo largo de cada cable. El coeficiente de forma para los cables fue tomado como 1,2 [11].

2.3. Estados De Análisis

Se definieron dos estados de análisis para la aplicación del método Dominio del Tiempo (*Time History*) donde se considera la componente fluctuante de la fuerza del viento lineal y no lineal:

1-Estado no lineal (TH1): El primer estado de análisis se define tipo Time History con la carga total de viento (componente media más componente turbulenta), el tipo de análisis es no lineal, y el estado de análisis toma como base la rigidez producida por el efecto del pretensado de los cables y el peso propio de la estructura.

2- Estado lineal de la componente turbulenta (TH2): El segundo estado de análisis considera la aplicación de dos estados: el primer estado de análisis es no lineal y considera la aplicación de la componente media de la carga de viento, tomando como base la rigidez producida por el efecto del pretensado de los cables y el peso propio de la estructura. El segundo estado de análisis es tipo Time History lineal, que representa la componente turbulenta de la carga de viento, y toma como base la rigidez producida por la acción de la carga de viento media sobre la estructura. Ambos estados de análisis se suman en una combinación de carga tipo adición lineal.

Para resolver la ecuación dinámica del movimiento aplicando el método de Dominio del Tiempo se aplicó el método de integración directa utilizando el método de Newmark β , con parámetros $\beta = 1/4$ y $\gamma = 1/2$.

2.4. Análisis Modal

Se realizó un análisis modal mediante el método Valores y Vectores Propios a las dos torres estudiadas en el software SAP2000 v21.0. El análisis modal fue realizado para dos estados de análisis:

1. Estado A: El análisis modal se realiza con la rigidez obtenida por un estado inicial donde se tiene en cuenta el efecto del pretensado de los cables y el peso propio de los elementos estructurales.
2. Estado B: El análisis modal se realiza con la rigidez obtenida luego de aplicar la carga media de viento a la torre a partir de la rigidez obtenida de aplicar el efecto del pretensado de los cables y el peso propio.

La figura 4 muestra los principales modos de oscilación obtenidos para ambos estados de análisis en las torres T-75 y T-200, en cada uno de las torres existe un modo torsor y tres modos flexores, y la tabla 2 muestra las frecuencias de oscilación obtenidas para cada uno de estos modos. En la torre T-75 para todos los modos de oscilación analizados la frecuencia obtenida en el estado A es superior a la obtenida en el estado B. En la torre T-200 el primer modo torsor y los modos flexores en X (3 y 4) muestran los mayores valores de frecuencia para el estado de análisis B, en los restantes modos predomina el estado de análisis A.

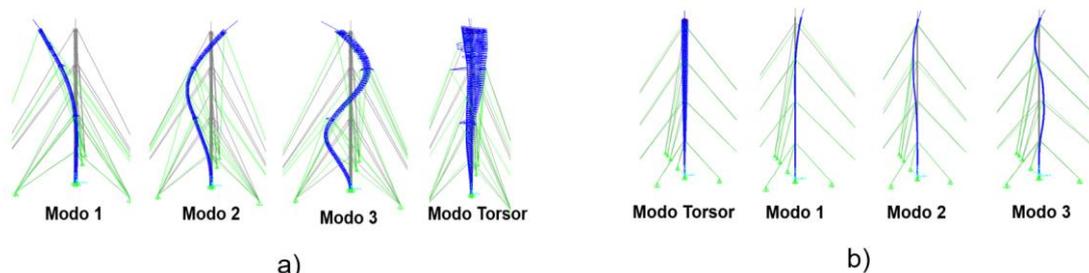


Figura 4. Principales modos de oscilación a) T-75 b) T-200.

Tabla 2. Frecuencias de los principales modos de oscilación para los estados A y B.

| Torres | Modos Flexores (Hz) | | | | | | Modo Torsor |
|------------------|---------------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| | Modo 1 (X) | Modo 1 (Y) | Modo 2 (X) | Modo 2 (Y) | Modo 3 (X) | Modo 3 (Y) | |
| T-75 (Estado A) | 1,77 | 1,93 | 2,75 | 2,80 | 4,02 | 4,05 | 4,52 |
| T-75 (Estado B) | 1,56 | 1,68 | 2,57 | 2,58 | 3,91 | 3,92 | 4,25 |
| T-200 (Estado A) | 0,63 | 0,63 | 0,79 | 0,79 | 1,11 | 1,10 | 0,50 |
| T-200 (Estado B) | 0,62 | 0,60 | 0,86 | 0,65 | 1,16 | 0,89 | 0,56 |

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados muestran las fuerzas axiales obtenidas en las columnas y los cables de las dos torres objeto de estudio, así como la contribución de la componente resonante y no resonante para ambos estados de análisis. En la contribución de la componente resonante se determinó el aporte de los principales modos de oscilación de la estructura. En los resultados, los estados de análisis se denominan "TH1" para el análisis no lineal de la componente fluctuante y "TH2" para el análisis lineal de la componente fluctuante. La nomenclatura de cada uno de las columnas se puede distinguir en la figura 3. Los cables se identifican según el vértice y la altura a la que están unidos al eje de la torre. Las diferencias porcentuales obtenidas para realizar las comparaciones entre ambos estados de análisis se obtuvieron según la ecuación 11:

$$Dif \% = \frac{Mayor\ valor - Menor\ valor}{Mayor\ valor} * 100 \quad (11)$$

3.1. Fuerza Axial En Cables Y Columnas

La figura 5 muestran las fuerzas axiales máximas obtenidas para ambos estados de análisis en los cables en el vértice A en las torres T-75 y T-200. Fue elegido este vértice pues presenta los mayores valores de fuerza axial en ambas torres, los cables de los vértices A y B poseen el mismo comportamiento debido a la dirección de viento analizada y la simetría de la torre.

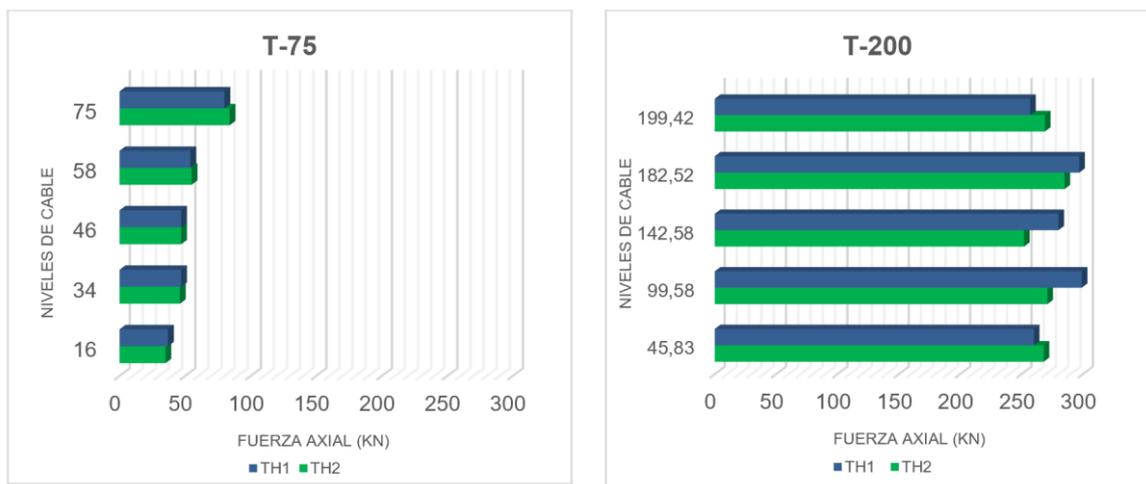


Figura 5. Fuerza axial en cables en las torres T-75 y T-200.

En la figura 5 se evidencia que existe variación entre ambos estados de análisis para alcanzar máximos valores de fuerza axial en los diferentes niveles de cables de las torres. Los resultados obtenidos son similares en ambos estados de análisis para la mayoría de los niveles de cables de ambas torres. En la torre T-200 la mayor diferencia porcentual ocurre en el nivel de cable 142,58 m, donde predomina el estado de análisis TH1, para una diferencia de 28 kN entre ambos estados de análisis representando una diferencia porcentual del 10%. En la torre T-75 el nivel 16,00 m predomina el estado de análisis TH1, muestra una diferencia de 2 kN para una diferencia porcentual del 5% entre ambos estados de análisis. En esta torre en el nivel 75,00 m predomina el estado de análisis TH2, en este nivel de cable existe una diferencia de 4 kN entre ambos estados de análisis representando una diferencia porcentual del 5%. En la torre T-200 el estado de análisis TH2 muestra una diferencia porcentual de 4% respecto al estado de análisis TH1 en el nivel de cable 199,42 m, representada por una diferencia de 12 kN entre ambos estados de análisis.

La figura 6 muestra las fuerzas axiales máximas obtenidas para ambos estados de análisis en la columna del vértice C, en las torres T-75 y T-200. Fue elegida esta columna pues presenta los máximos valores de fuerza axial en compresión en las torres. En el método dominio del tiempo las fuerzas axiales presentan valores máximos y mínimos que fueron graficados en la figura y se puede observar valores de tracción en algunos tramos de las columnas. Las mayores diferencias porcentuales entre ambos estados de análisis ocurren en la torre T-75 alrededor de los 50 m donde predomina el estado de análisis TH1, en esa zona existe una diferencia de 47 kN, la cual representa una diferencia porcentual del 20% entre ambos estados de análisis. En la torre T-200 la mayor diferencia ocurre alrededor de los 45 m donde predomina el estado de análisis TH1, en esa zona la diferencia es de 275 kN, representando una diferencia porcentual del 19%.

2.2. Contribución De La Componente No Resonante Y Resonante

La respuesta de las estructuras bajo carga de viento se divide en la componente media y fluctuante, a su vez la componente fluctuante se divide en el aporte de las componentes no resonantes y resonantes. En la componente no resonante la energía se extiende sobre una amplia gama en el intervalo de bajas frecuencias, que representa la respuesta semi-estática para las ráfagas de viento de mayor duración, mientras que la componente resonante consta de una serie de picos muy concentrados en las frecuencias naturales de la estructura.

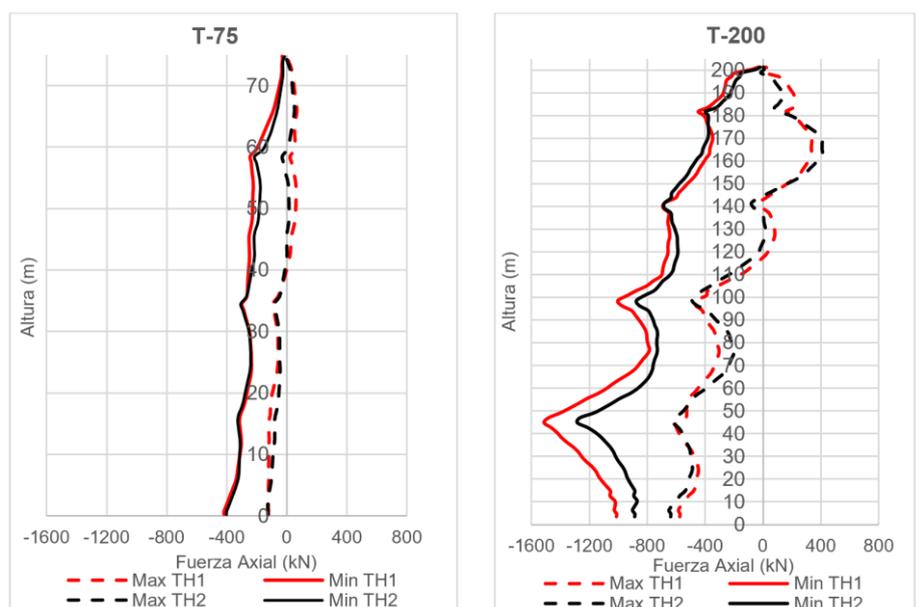


Figura 6. Fuerza axial en las columnas en las torres T-75 y T-200.

La contribución de cada componente se determina en función de la varianza. La componente fluctuante representa el área total bajo el espectro de frecuencia (figura 7), y se define mediante la ecuación 12. La componente no resonante es la parte inicial del espectro antes de aparecer los picos de frecuencia correspondientes a los modos de oscilación, se define mediante la ecuación 13, y la componente resonante es el resultado de la suma del aporte de cada uno de los modos de oscilación de la estructura, la ecuación 14 define el área del espectro perteneciente a cada uno de estos modos de oscilación. El aporte de la respuesta no resonante en la respuesta fluctuante se define como $\frac{\sigma_b^2}{\sigma_f^2}$, mientras que el aporte de cada modo de oscilación i en la respuesta resonante se define mediante la ecuación 15

$$\sigma_f^2 = \int_0^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (12)$$

$$\sigma_b^2 = \int_0^{n_1 - \varepsilon_1} S_x(\omega) d\omega \quad (13)$$

$$\sigma_{ri}^2 = \int_{n_i - \varepsilon_i}^{n_i + \varepsilon_i} S_x(\omega) d\omega \quad (14)$$

$$P_i = \frac{\sigma_{ri}^2}{\sigma_f^2 - \sigma_b^2} \quad (15)$$

En las ecuaciones anteriores $S_x(\omega)$ es la densidad espectral, n_i es el modo i de oscilación de la estructura y ε_i es el valor que define los límites de las frecuencias entre los modos, ε_i toma diferentes valores en cada modo de oscilación en los espectros, debido a las características particulares de cada uno de estos. Para determinar el aporte de las componente no resonante y resonante en la respuesta fluctuante de la torre se utilizaron los espectros de frecuencia de las funciones de fuerza axial en las columnas y en los cables para ambos estados de análisis.

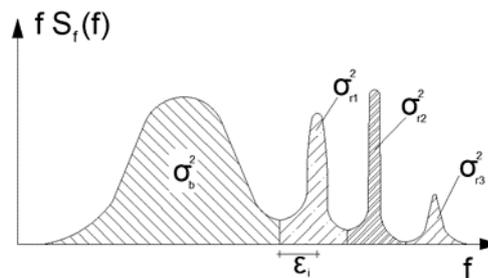


Figura 7. Componente fluctuante representada en el espectro de frecuencia.

Los espectros de frecuencia de la Torre T-75 se muestran en la figura 8. Los espectros generados por los estados de análisis TH1 y TH2 coinciden en la mayoría de las frecuencias tanto para las funciones de fuerzas en los cables como en las columnas. Existen dos picos de frecuencia presentes en ambos espectros, el pico de 1,60 Hz se aproxima al primer modo de oscilación obtenido en el estado de análisis modal correspondiente a la rigidez obtenida tras aplicar la carga de viento media sobre la estructura (Estado B), el segundo pico de 2,49 Hz se aproxima al segundo modo de oscilación obtenido en el estado de análisis modal B. Los picos de 0,88 Hz y 3,29 Hz no coinciden con los modos de oscilación hallados en el análisis modal realizados

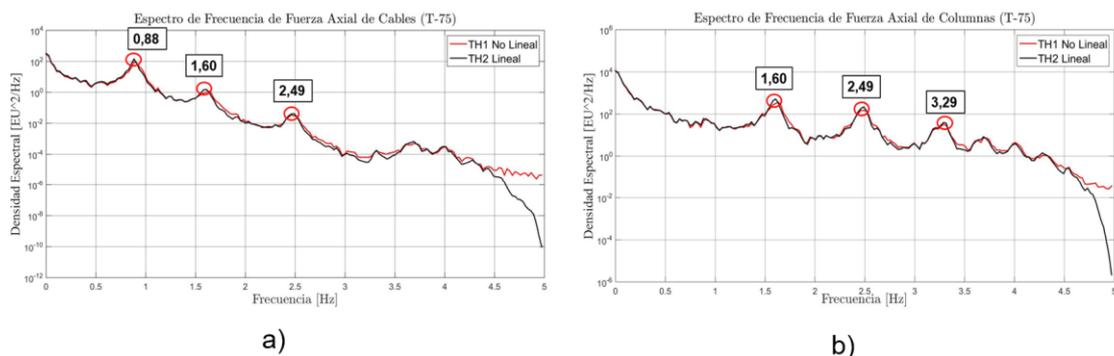


Figura 8. Espectro de frecuencia de la torre T-75 a) Cables, b) Columnas

La figura 9 muestra los espectros de frecuencia para la Torre T-200, donde se observa que presentan divergencias entre los espectros generados por el estado de análisis TH1 y TH2, principalmente en las frecuencias inferiores a los 2 Hz, donde los picos de frecuencia correspondientes a los estados de análisis no coinciden en su mayoría. El espectro para las frecuencias mayores de 2 Hz, para ambos estados de análisis, se manifiesta como una línea más suave, observándose diferencias en cuanto a la densidad espectral de ambos estados de análisis. El primer pico de frecuencia de 0,50 Hz es muy cercano a la frecuencia que presenta el primer modo torsor de la estructura de 0,49 Hz en el estado de análisis modal A. El segundo pico de frecuencia de 0,81 Hz se aproxima al segundo modo flector en X presente en los dos estados de análisis modal, en el estado A presenta una frecuencia de 0,79 Hz y en el estado B presenta una frecuencia de 0,86 Hz. Se presentan además en dos espectros picos de 1,18 Hz y 1,21 Hz, estos picos se aproximan al tercer modo flector en X del estado de análisis modal B, el cual posee una frecuencia de 1,16 Hz. En el espectro de las columnas se aprecia un pico de frecuencia de 1,59 Hz, el cual se aproxima al cuarto modo flector en X del estado de análisis modal B, el cual tiene una frecuencia de 1,59 Hz. No se observa una generalidad en los espectros entre ambos estados de análisis, por lo que se recomienda realizar futuras investigaciones donde se profundice en este tema.

A partir de los espectros obtenidos y según lo mostrado en la figura 7 se obtuvo el aporte de la componente no resonante y resonante para las fuerzas axiales en cables y en columnas de cada torre. La tabla 3 muestra la contribución de las componentes no resonante y resonantes en la respuesta fluctuante de la torre para cables y columnas para los estados de análisis TH1 y TH2 para ambas torres analizadas.

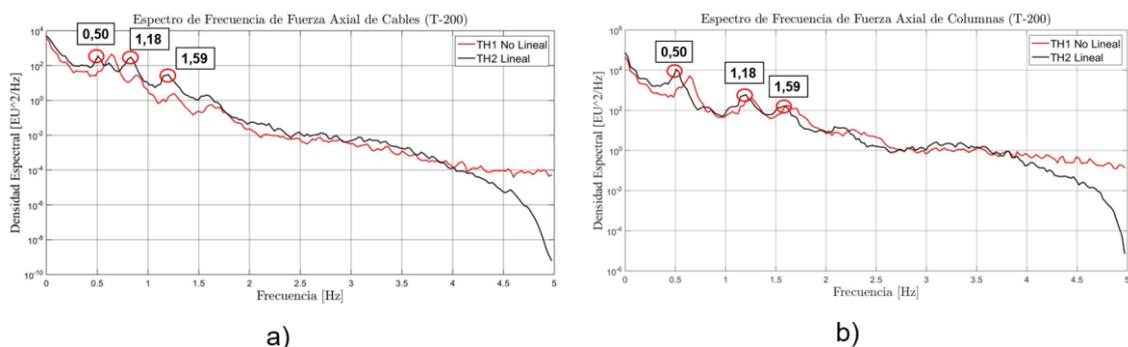


Figura 9. Espectro de frecuencia de la torre T-200 a) Cables, b) Columnas

En ambas torres no se aprecian diferencias marcadas entre ambos estados de análisis para cables y columnas. En el caso de los cables la torre T-75 presenta, con alrededor de un 55%, para ambos estados de análisis un aporte de la componente no resonante en la respuesta fluctuante de la torre inferior al aporte de la torre T-200, la cual es de alrededor de un 75%. En el caso de las columnas, la torre T-75 presenta para ambos estados de análisis un aporte de la componente no resonante en la respuesta fluctuante alrededor del 85%, siendo superior al aporte que presenta la torre T-200 en ambos estados de análisis, con alrededor de un 70%.

Tabla 3. Contribución de la componente no resonante y resonante en la respuesta fluctuante de cables y columnas.

| Respuesta No Resonante | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|
| Elemento Estructural | T-75 | | T-200 | |
| | TH1 | TH2 | TH1 | TH2 |
| Columnas | 87,83% | 88,07% | 72,43% | 69,27% |
| Cables | 59,51% | 58,79% | 76,73% | 78,37% |
| Respuesta Resonante | | | | |
| Elemento Estructural | T-75 | | T-200 | |
| | TH1 | TH2 | TH1 | TH2 |
| Columnas | 12,17% | 11,93% | 27,57% | 30,73% |
| Cables | 40,49% | 41,21% | 23,27% | 21,63% |

La respuesta resonante de la componente fluctuante se divide en el aporte de cada uno de los modos flectores y torsores de oscilación de la estructura, para el caso de los modos de oscilación flectores se refiere a los pares ortogonales en X y Y de la forma de oscilación.

La tabla 4 muestra el aporte de los principales modos de oscilación obtenidos a partir del espectro de frecuencia de las fuerzas axiales en los cables para las torres analizadas para ambos estados de análisis. En ambas torres el primer modo de oscilación muestra el mayor aporte a la respuesta resonante para ambos estados de análisis. En la torre T-75 el aporte de cada uno de los modos de oscilación a la respuesta resonante es similar en ambos estados de análisis, en la torre T-200 en el estado de análisis TH2 el aporte del primer modo de oscilación asciende solamente al 52%, mostrando una diferencia porcentual del 42% respecto al aporte mostrado por este modo en el estado de análisis TH1, donde la contribución asciende al 89%. En esta torre también se aprecia una diferencia marcada entre ambos estados de análisis en la contribución del segundo modo de oscilación, donde existe una diferencia porcentual del 79% entre ambos estados de análisis. En el tercer modo de manera similar el estado de análisis TH2 presenta una elevada contribución, alcanzando el 5%. En futuros trabajos se recomienda profundizar en el aporte de los modos de oscilación en las fuerzas de los cables a razón de las marcadas diferencias porcentuales entre ambos estados de análisis obtenidas en el estudio.

Tabla 4. Aporte de los principales modos de oscilación en las fuerzas axiales de los cables

| Modos | T-75 | | T-200 | |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|
| | TH1 | TH2 | TH1 | TH2 |
| 1er Modo | 96,98% | 96,94% | 88,95% | 52,10% |
| 2do Modo | 1,87% | 1,92% | 7,79% | 37,01% |
| 3er Modo | 0,07% | 0,06% | 0,69% | 5,34% |
| 4to Modo | 0,00% | 0,00% | 0,25% | 0,64% |

La tabla 5 muestra el aporte de los principales modos de oscilación de las columnas. El primer modo de oscilación muestra la mayor contribución a la componente resonante para ambos estados de análisis en las dos torres. En la torre T-75 el aporte del primer modo es de alrededor de un 60% para ambos estados de análisis, en el caso de la torre T-200 el aporte supera el 80% para ambos estados de análisis. En el segundo modo la torre T-75 muestra un aporte de alrededor de un 28% para ambos estados de análisis, en contraste con la torre T-200 donde los aportes son del 10% y el 14% para los estados de análisis TH1 y TH2 respectivamente. Para todos los modos analizados en ambas torres no se aprecian diferencias marcadas entre ambos estados de análisis.

Tabla 5. Aporte de los principales modos de oscilación en las fuerzas axiales de las columnas

| Modos | T-75 | | T-200 | |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|
| | TH1 | TH2 | TH1 | TH2 |
| 1er Modo | 62,60% | 61,24% | 81,62% | 86,48% |
| 2do Modo | 28,08% | 28,94% | 9,95% | 14,44% |
| 3er Modo | 6,15% | 6,46% | 5,21% | 4,56% |
| 4to Modo | 1,39% | 1,15% | 0,53% | 0,56% |

A partir del estudio realizado donde se compara la respuesta estructural y dinámica de dos torres atirantadas sometidas a carga de viento extremo cuando es analizada de manera lineal y no lineal la componente fluctuante de la carga de viento, se arribó a las siguientes conclusiones:

Se obtienen diferencias en el comportamiento estructural de ambas torres cuando se realiza una comparación entre ambos estados de análisis. En los cables las diferencias porcentuales alcanzan el 10% en la torre T-200 donde los mayores valores corresponden al estado de análisis que considera de forma no lineal la componente fluctuante de la carga de viento. En las columnas se manifiestan diferencias porcentuales de hasta un 20% en la torre T-75, siendo los mayores valores los correspondientes al estado de análisis que considera de forma no lineal la componente fluctuante de la carga de viento.

Entre ambas torres no se aprecian diferencias marcadas en ambos estados de análisis en la influencia de la componente no resonante y resonante en la respuesta fluctuante de la torre. Para los elementos cables y columnas el primer modo de oscilación muestra el mayor aporte a la respuesta resonante. En las columnas no se aprecian diferencias marcadas entre ambos estados de análisis en la contribución de cada modo de oscilación a la respuesta resonante. En los cables existen diferencias marcadas entre ambos estados de análisis en los tres primeros modos de oscilación en la torre T-200.

Se recomiendan realizar estudios más avanzados donde se analicen una mayor variedad de torres con variaciones en sus parámetros estructurales y de rigidez. Resulta también primordial destacar la importancia de realizar futuros estudios con una mayor cantidad de simulaciones de viento para alcanzar resultados más precisos.

1. B. Clavelo, P. Martin, and V. Elena, "Influence of Initial Guy Tension and Antenna Masses in the Sensor Layout for Dynamic Characterization of Guyed Masts," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 22, 2022.
2. A. G. Davenport and B. F. Sparling, "Dynamic gust response factors for guyed towers," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 43, no. 1, pp. 2237-2248, 1992/01/01/1992.
3. CAN/CSA-S37(R2023): *Antennas, towers, and antenna supporting structures*, 2023.
4. J. A. Knaff, and R. M. Zehr, "Reexamination of Tropical Cyclone Wind-Pressure Relationships," *American Meteorological Society*, 2007.
5. TIA/EIA 222 I: *Structural Standard for Antenna Supporting Structures, Antennas and Small Wind Turbine Support Structures* 2023.
6. I. Fernández Lorenzo, B. Clavelo Elena, O. Ollet Otero, and V. Elena Parnás, "Comparison of Dynamic Analysis Methods in a Cable-Stayed Tower Under Extreme Wind Loads in Cuba," *Journal of the International Association for Shell Spatial Structures*, vol. 60, no. 3, pp. 210-220, 2019.
7. Y. Tamura and A. Kareem, *Advanced Structural Wind Engineering*. Japan: Springer, 2013.
8. V. B. Elena, P. Martin, and K. Luis, "Análisis topológico de los cables en un modelo de torre atirantada," *Obras y Proyectos*, vol. 26, pp. 65-73, 2019.
9. CIRSOC-INTI. *Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismoresistentes Parte 1. Construcciones en General*, 2008.
10. J. A. J. Capilla, "Damping Behaviour of Slender Telecommunications Structures," PhD, University of Exeter, 2020. Available from: <https://media.proquest.com/media/hms/PFT/2/LNmsR?s=lfUPIPTAj%2FZKe87b%2BF58jZgU40Q%3D>.
11. NC-285: *Carga de Viento. Método de Cálculo*, 2024.
12. C. Aldereguía, J. Ballote, I. Fernández, and V. Elena, "Corrección por exposición de las velocidades de viento medidas en dos estaciones de Cuba," *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 39, pp. 239-258, 2021.
13. C. Aldereguía, I. Fernández, K. Luis, J. Ballote, and V. Elena, "Methodology for obtaining a new map of basic wind speeds," *Revista Facultad de Ingeniería de Antioquia*, 2024.
14. I. Fernandez, B. Clavelo, P. Martín, and V. Elena, "Dynamic analysis of self-supported tower under hurricane wind conditions," *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, vol. 197, 2020.
15. G. Solari and G. Piccardo, "Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 16, no. 1, pp. 73-86, 2001.
16. M. Shinozuka and C. M. Jan, "Digital simulation of random processes and its applications," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 25, no. 1, pp. 111-128, 1972.
17. G. Solari, "A Generalized Definition of Gust Factor," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* vol. Vol 36 pp. 539-548, 1990.
18. A. G. Davenport, "Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 24, pp. 187-196, 1964.