

Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

Wind Effects in the Project of the Cable -Stayed Bridge Between the Cebu and Mactán Islands (Philippines).

Javier Muñoz-Rojas^a, Miguel Ángel Astiz^b, Pedram Manouchehri^c, Sebastián Franchini^d
y Mikel Ogueta-Gutiérrez^e

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid.

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Universidad Politécnica de Madrid

^c Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.L., Universidad Politécnica de Madrid.

^{d,e} Doctor Ingeniero Aeronáutico, IDR/UPM, Universidad Politécnica de Madrid

Recibido el 25 de febrero de 2020; revisado el 4 de junio de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán, Filipinas, es la obra principal de la concesión *Cebu Cordova Link Expressway* (CCLEX). Tiene un vano principal de 390 m de luz y un tablero de hormigón pretensado con sección cajón atirantada en el eje de torres verticales. La acción del viento es particularmente importante al estar en una zona de frecuentes tifones. Se realizó un ensayo en túnel de viento para caracterizar aerodinámica y aeroelásticamente la obra. En paralelo se realizaron cálculos con dinámica de fluidos computacional (CFD) y comprobaciones analíticas de su estabilidad aeroelástica.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, dinámica de fluidos computacional, CFD, túnel de viento, aeroelasticidad, galope .

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The cable stayed between the Cebu and Mactan islands is the main work of the road concession *Cebu Cordova Link Expressway*. The 650 m long bridge has a 390-m long main span and prestressed concrete box girder stayed from two vertical towers. Wind effects were particularly demanding since it is located in an area of frequent typhoons. Wind tunnel tests were carried out in order to assess its aerodynamic and aeroelastic behavior. In addition, Computational Fluid Dynamic analysis CFD and analytic analysis of galloping and other aeroelastic instabilities were carried out to validate the design.

KEYWORDS: Cable-stayed bridge, CFD, wind tunnel test, aeroelastic instabilities, galloping.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
 Correo-e / e-mail: cfcs@cfcs.com (Javier Muñoz Rojas)

Cómo citar este artículo: Muñoz-Rojas, J., Astiz, M.A., Manouchehri, P., & Orgueta-Gutiérrez, M. (2025). Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas). *Hormigón y Acero*. 76(305):17-24. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.3005>

1. ESTUDIOS RELACIONADOS CON EL VIENTO EN EL PROYECTO DE CCLEX

1.1. Caracterización del viento

El Puente¹ se sitúa en un área de fuertes tifones. De acuerdo a lo establecido en el documento [2] y en base a los datos del

aeropuerto de Mactán, (a 10 km del puente) los requerimientos de diseño establecían una velocidad del viento de diseño es 69 m/s (~250 km/h) para la ráfaga de 3 segundos de duración correspondiente a un periodo de retorno de 50 años en terreno

1.- A more general description of bridge is provided by Muñoz-Rojas *et al* [1].

abierto a 10 m de altura. Asumiendo una distribución logarítmica de velocidades esto se traducía al nivel del tablero tomando una altura media de 54.2 m en 94.5 m/s y en el extremo de las torres a 145 m de altura a 108 m/s.

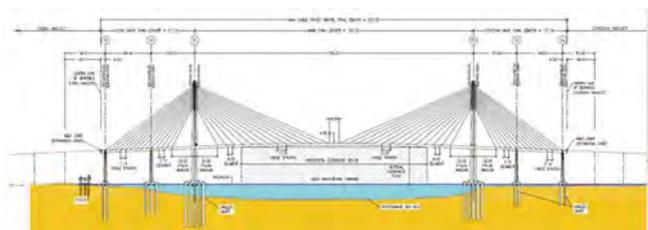


Figura 1. Alzado y vista frontal del puente, diseño de detalle.

1.2. Efectos estáticos

Las velocidades de diseño traducidas en presiones y en las consiguientes fuerzas estáticas mostraban valores realmente elevados.

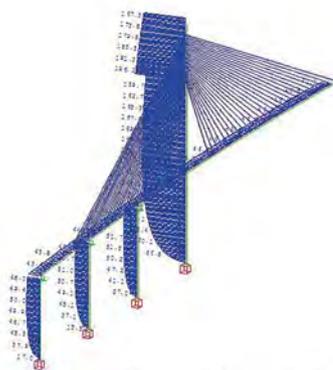


Figura 2. Distribución de cargas de viento en la estructura.

Desde las primeras fases del concurso se detectó que la acción del viento condicionaba de forma crítica el diseño y dimensiones de algunos elementos, especialmente en las torres y las cimentaciones. La caracterización aerodinámica del tablero y torres se debía realizar con ensayos en túnel de viento en la fase de diseño definitivo pero no obstante, este proceso, que requiere del desarrollo de un modelo físico detallado y un proceso de calibración que depende de la geometría final de la obra, no estaba previsto ni era viable en la fase de concurso.

Por esta razón, para evaluar los coeficientes aerodinámicos de forma más precisa que la que puede obtenerse de la literatura técnica para secciones similares se recurrió al análisis con dinámica de fluidos computacional CFD.

1.3. Efectos dinámicos

Las bases de diseño establecían por otro lado la necesidad de verificar la estabilidad aeroelástica del tablero con ensayos en túnel de viento seccionales.

La velocidad de ráfaga de 3 segundos no es adecuada de cara a establecer las velocidades de comparación en la evaluación de efectos aeroelásticos, para lo cual fue necesario primero establecer las velocidades medias sostenidas, normalmente la de 10 minutos [3,4]. Se adoptó el criterio recogido en la ISO/CD 4354 [5]:

$$V_{ref T(3)} = 1.53 * V_{ref T(600)}$$

Con lo que la velocidad de comprobación quedaba para 10 m en 45.1 m/s, al nivel del tablero en 61.8 m/s y en el extremo de la torre en 70.9 m/s

Los límites para las velocidades críticas de los distintos efectos aeroelásticos que establecían los *Employer's Requirements* [6,7] eran:

- Vibraciones por desprendimiento de torbellinos: $V_{cr} > 1.25 * V_m(z)$
(Tablero $1.25 * 61.8 = 77.2$ m/s)
 - Galope:
 - Torre: $V_{cr} > 1.25 * V_m(z)$
 - Tablero $V_{cr} > 1.70 * V_m(z)$
($1.70 * 61.8 = 105$ m/s, este valor en nuestra opinión era excesivamente exigente e incluso superior a la velocidad de ráfaga 94.5 m/s, lo requerido por ejemplo en EEUU es $1.6 * V_m$)
- Flameo: $V_{cr} > 1.70 * V_m(z)$
Siendo $V_m(z)$ la velocidad media a la altura del elemento comprobado.

2. ESTUDIO CON CFD

2.1. Introducción

Las aplicaciones basadas en la dinámica de fluidos computacional (CFD), implantadas desde hace tiempo en otras áreas de la ingeniería, han pasado ya a ser también una herramienta más de diseño útil y fiable en proyectos de ingeniería civil. Desde la obtención coeficientes aerodinámicos a abordar estudios aeroelásticos más complejos. En este puente CFC la ha empleado por primera vez con el objetivo de cuantificar y calibrar coeficientes de arrastre de las secciones críticas. El programa empleado ha sido Abaqus/CFD [8].

2.2. Tablero

Aunque en el puente de Cebú el tablero presenta una sección habitual cuyos coeficientes podrían obtenerse conservadoramente de la literatura técnica durante la fase de concurso cobraba interés emplear CFD para optimizarlos y poder reducir la carga transversal de viento. El estudio permitió comparar cuantitativamente el efecto favorable del perfilado por la inclinación de las almas del tablero así como comprobar el efecto de las barreras.

Los valores obtenidos con CFD tuvieron una buena concordancia con los obtenidos en el estudio del túnel de viento en la fase de diseño. Los resultados más homogéneos se dan en la configuración de construcción sin barreras dado que entre el diseño inicial y el final se introdujeron algunos cambios en las barreras. Esta situación del coeficiente obtenido con CFD fue 0.58 y en el ensayo en túnel de viento con alta turbulencia 0.62 (Ver sección 3.2).

2.3. Torre

En las torres, la presencia de las cruces ornamentales distorsionaba marcadamente la geometría octogonal de su estructura y

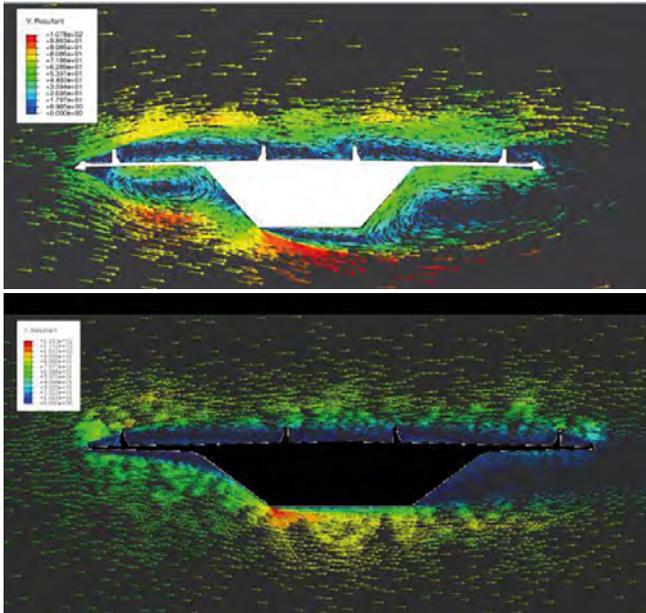


Figura 3. Comparación del flujo del aire en el tablero. Diseño de referencia canto 4.0 m (arriba). Diseño finalmente desarrollado canto 3.5 m (abajo).

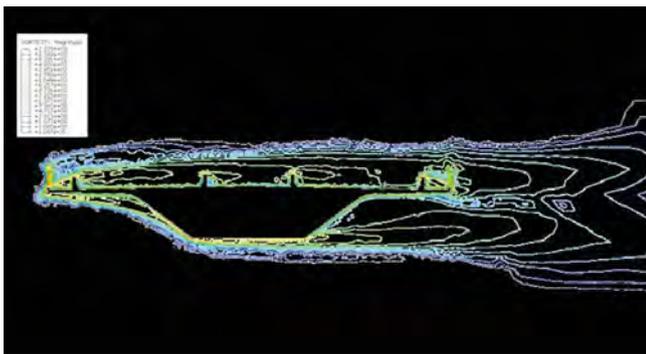


Figura 4. Resultados del CFD en la sección final del tablero.

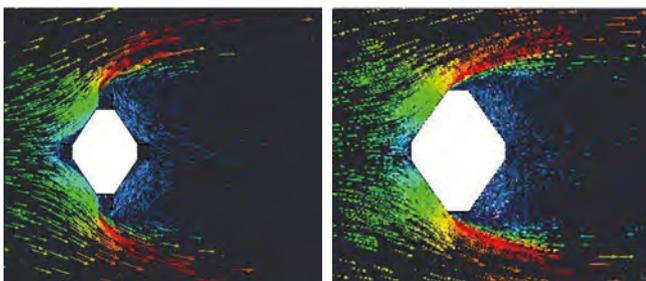


Figura 5. Comparación del flujo del aire en el modelo CFD de la torre. Sección con cruces (dcha). Sección sin cruces (izqda).

cuantificar el efecto en los coeficientes de las chapas a modo de resalto suponía un resultado muy desfavorable y por ello tomaba interés evaluar sus coeficientes con CFD.

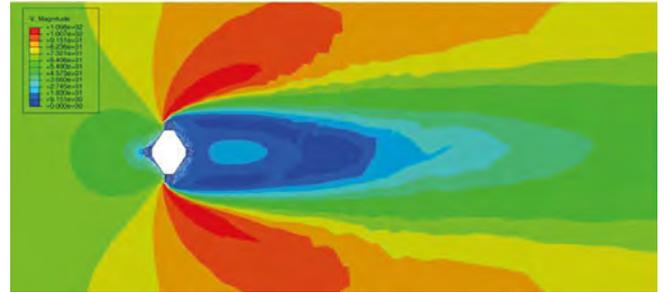


Figura 6. Distribución de presiones. Sección con cruz.

En paralelo con el proceso iterativo para encajar las dimensiones de la torre para resistir la acción de viento –que obligó a aumentar las dimensiones previstas en el diseño de referencia- se fueron precisando los coeficientes de arrastre de las distintas secciones. Esta optimización redundó en la posibilidad de un ajuste de las dimensiones de la torre. El modelo también permitió evaluar la frecuencia del desprendimiento de torbellinos y a partir de él el número de Strouhal necesario para comprobaciones aeroelásticas.

3. ENSAYO EN TÚNEL DE VIENTO

3.1. Introducción

El ensayo en túnel de viento fue realizado en el “Instituto Universitario de Microgravedad Ignacio da Riva”, de la Universidad Politécnica de Madrid [9]. El objetivo del mismo era obtener los coeficientes aerodinámicos del tablero y torres así como la comprobación de la estabilidad aeroelástica del tablero.

Del tablero se realizó un modelo seccional a escala 1:60 en configuración de servicio o construcción v con flujo laminar v

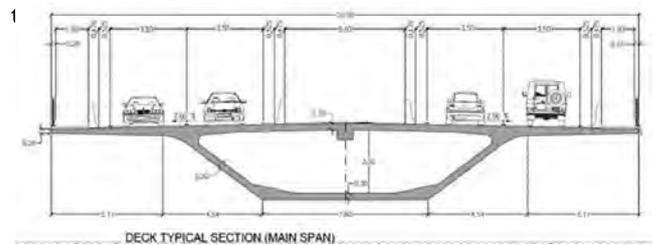


Figura 7. Sección ensayada.

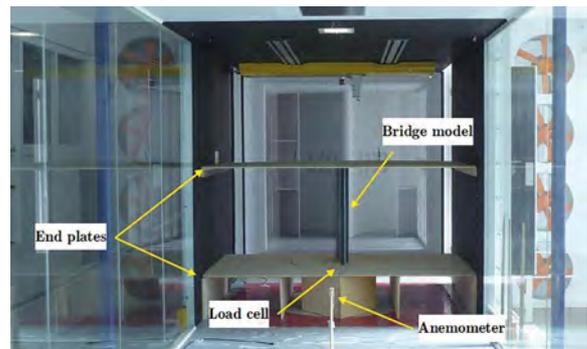


Figura 8. Vista del modelo del tablero.

Para establecer los muelles del modelo los modos a torsión y flexión de la estructura en situación permanente que se evaluaron eran respectivamente 0.306 Hz y 0.885 Hz. En la situación de construcción con máximo voladizo 0.291 Hz y 0.898 Hz, como puede observarse suficientemente separadas como para esperar problemas de flameo.

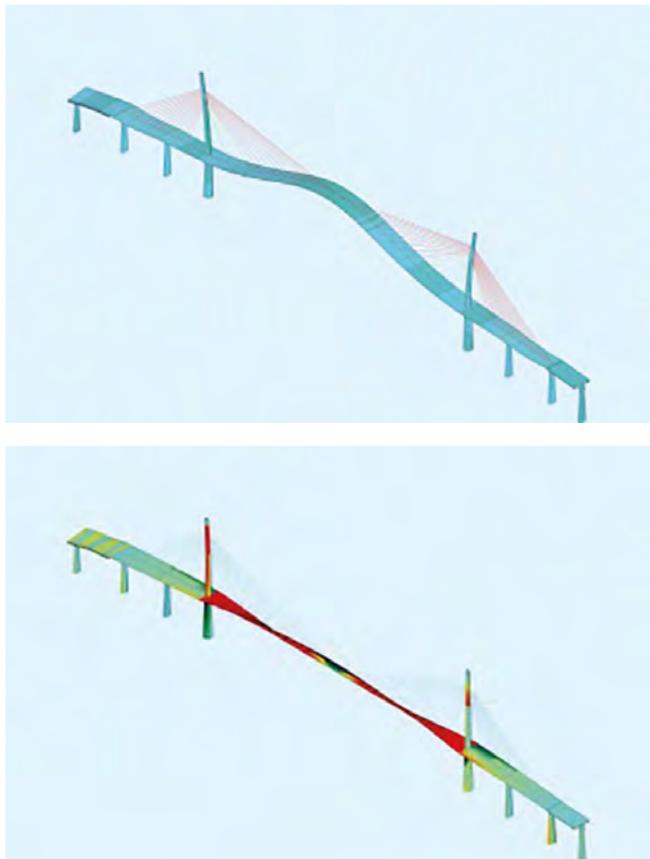


Figura 9. Modos principales del tablero. Flexión (0.306 Hz) y (0.885 Hz).

Igualmente se realizaron ensayos estáticos de dos secciones representativas de la torre a escala 1:35.

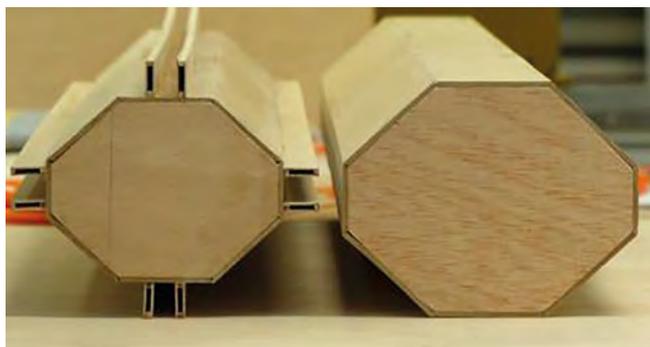


Figura 10. Vista de las secciones de la torre ensayadas

3.2. Resultados de los ensayos aerodinámicos

Los valores de los ensayos estáticos proporcionaron los coeficientes de arrastre, sustentación y momento del tablero se muestran en la figura 11. Como se ha referido presentaban valores concordantes con los de CFD.

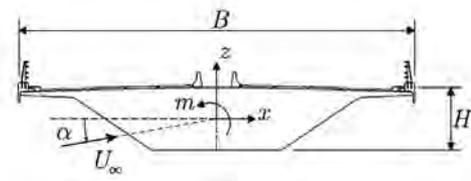
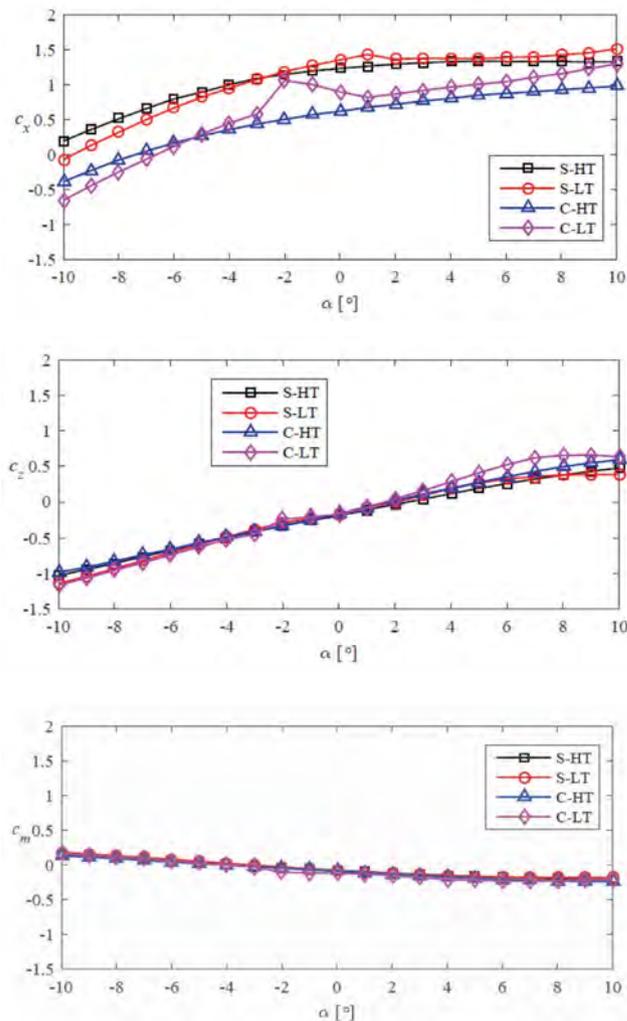


Figura 11. Coeficientes aerodinámicos del tablero en función del ángulo de ataque.

En la torre era significativo el aumento del coeficiente de arrastre de la sección octogonal sin cruces 1.5 a 2.0 cuando estas existían. Los valores empleados en el diseño fueron 1.7 y 2.2 respectivamente.

3.3. Resultados y conclusiones de los ensayos aeroelásticos

La sección del tablero fue ensayada para 5 ángulos de incidencia diferentes (+6°, +3°, 0°, -3°, -6°) en baja (LT) y alta (HT) turbulencia.

Tal como muestran los gráficos siguientes no se detectaron inestabilidades a flameo tanto en la situación de servicio como de construcción para velocidades de 100 m/s., en el entorno de las velocidades críticas establecidas en las bases de diseño [10] (1.70*V_m, 105 m/s en servicio y 94.7 m/s en construcción).

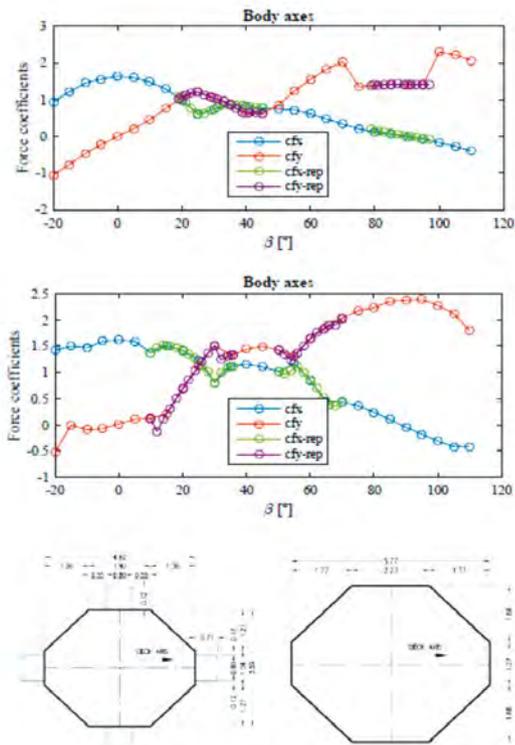


Figura 12. Coeficientes aerodinámicos de las secciones de la torre en función del ángulo de ataque.

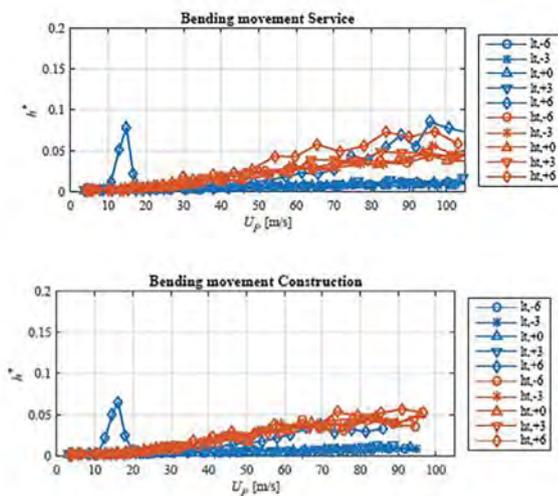


Figura 13. Ajuste adimensional RMS de flexión frente a velocidad en el prototipo a escala en configuraciones de servicio y construcción.

Las vibraciones por desprendimiento de torbellinos se producen, como era esperable, a baja velocidad (13m/s en servicio y 15 m/s en construcción) sin implicaciones prácticas en el diseño de la obra.

Tampoco fueron detectadas inestabilidades de galope ni en servicio ni en construcción. Por tanto los ensayos confirmaron el correcto funcionamiento del tablero frente a inestabilidades aeroelásticas.

4.

COMPROBACIÓN AEROELÁSTICA DE LA TORRE.

4.1. Introducción

Aunque no se realizó un ensayo aeroelástico de la torre los resultados estáticos del túnel de viento de la sección transversal de la torre permitieron obtener la variación de los coeficientes de aerodinámicos horizontales en dirección paralela y perpendicular al viento para diferentes ángulos de ataque. La variación de estos coeficientes se ha representado en la figura 14 en la que los ejes x e y son los ejes de la sección y el ángulo representado es el que forma el viento con el eje x de la sección. En esta figura se puede observar que el coeficiente C_{fy} muestra localmente una pendiente negativa para un ángulo de ataque en el entorno de los 35° y también, aunque de forma menos marcada, para un ángulo de 50° . Este hecho indica que el viento puede generar un amortiguamiento negativo que, en última instancia, podría provocar vibraciones divergentes en la torre. Esto no es descartable ya que se han detectado vibraciones de galope en algunos casos de torres de puentes atirantados o colgantes.

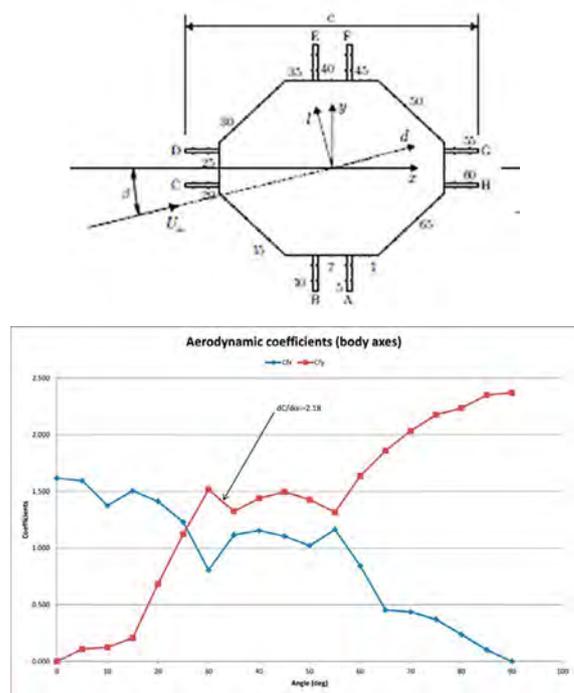


Figura 14. Sección ensayada con cruz ornamental y resultados de los coeficientes aerodinámicos (ejes torre).

4.2. Comprobación simplificada del galope

De acuerdo a lo recogido en los Eurocódigos (EN1991-1-4:2005. Annex E) [11] la velocidad de inicio del galope puede evaluarse con la expresión:

$$V_{cg} = 2 \cdot S_c \cdot n \cdot b / a_g$$

- S_c Scruton number 0.48
- $n_{l,y}$ Periodo del modo principal transversal (0.48 Hz)
- b Anchura (5.05 m)
- a_g Factor de inestabilidad a galope

Como se observa en el gráfico de los coeficientes de arrastre y sustentación la situación más desfavorable para el galope se presentaba para un ángulo de unos 35° don la relación dCl/d presenta un valor mínimo. El factor ag toma entonces el valor:

$$ag = (dCl/d\beta + Cd) = -2.552 (\beta = 35^\circ)$$

y el de velocidad de galope :

$$V_{cg} = 2 \cdot 50.6 \cdot 0.480 \cdot 5.03 / 2.55 = 95.8 \text{ m/s}$$

En condiciones de construcción con torre libre este valor es de 81 m/s

La relación de esta velocidad con las velocidades medias V_m ($z=145$) proporcionaba pues los siguientes valores:

$$\text{Servicio: } V_{cg}/V_m = 95.8/70.9 = 1.35 > 1.25$$

$$\text{Construcción: } V_{cg}/V_m = 81/64 = 1.26 > 1.25$$

Por tanto de acuerdo a esta comprobación simplificada se podía concluir que no eran previsible inestabilidades por galope en servicio o en construcción. En este último caso el coeficiente es muy estricto no obstante se trata de una situación teórica que no se va a producir en obra en tanto la torre completa nunca estará exenta pues se realiza en paralelo al tablero y a la colocación de tirantes.

No obstante se llevó a cabo una comprobación adicional numérica con un modelo de 2 grados de libertad tal como se detalla a continuación

4.3. Comprobación del galope con un modelo de dos grados de libertad

El tratamiento del problema en este caso debe diferir del tratamiento clásico por varias razones:

- Dado que la pendiente negativa aparece para un ángulo de ataque de 30° respecto al eje longitudinal del puente, las vibraciones resultantes de la torre se producirían en las dos direcciones horizontales (longitudinal y transversal al puente).
- El tratamiento clásico del galope supone que el flujo de viento es laminar y, por lo tanto, con dirección y velocidad constantes, lo cual no es cierto en general a causa de la turbulencia.
- La condición de inestabilidad debe mantenerse durante un tiempo para permitir que la amplitud de las vibraciones crezca; sin embargo el carácter turbulento del flujo de viento hace que ni la dirección ni la velocidad sean constantes y que, por lo tanto, la condición de inestabilidad sólo se mantendrá a lo largo de unos intervalos de tiempo.

En estas condiciones, el tratamiento del problema se complica ya que requiere un análisis paso a paso en el tiempo para dilucidar si realmente pueden aparecer vibraciones de galope. Para ello se ha generalizado el modelo clásico de galope extendiéndolo a dos direcciones mediante el modelo de dos grados de libertad que se muestra en la [figura 15](#).

Las características de este modelo se deducen de las frecuencias propias de la torre (0.51 Hz en dirección longitudinal y 0.48 Hz en dirección transversal) y del amortigua-

miento que propugna el Eurocódigo [11] para hormigón no fisurado ($\zeta = 0.8\%$).

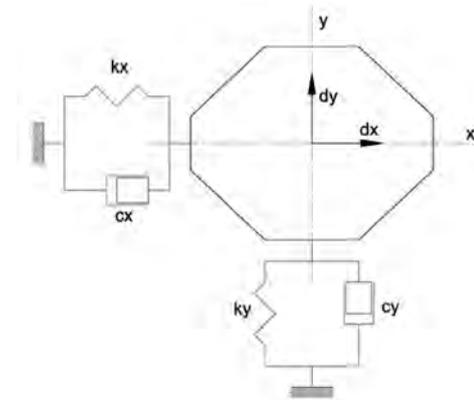


Figura 15. Modelo de dos grados de libertad.

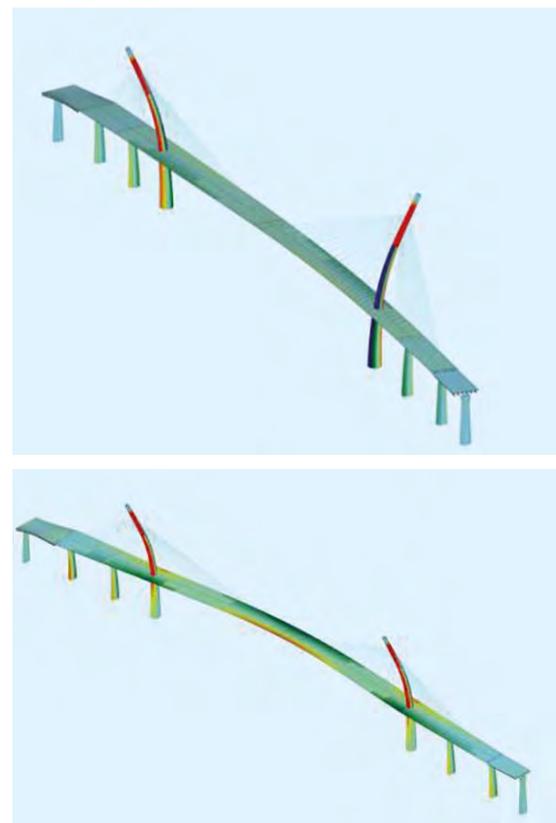


Figura 16. Primer modo de vibración transversal. ($f=0.48$ Hz) y longitudinal ($f=0.51$ Hz).

Las ecuaciones del movimiento de este modelo son:

$$m\ddot{d}_x + c_x\dot{d}_x + k_x d_x = p_x$$

$$m\ddot{d}_y + c_y\dot{d}_y + k_y d_y = p_y$$

donde las acciones de viento, p_x y p_y , se calculan en cada instante en función de la velocidad del viento y de los coeficientes aerodinámicos mostrados anteriormente.

Al modelar la velocidad de viento en cada dirección teniendo en cuenta sus características de turbulencia se pueden resolver las ecuaciones anteriores a través de una integración temporal paso a paso. El análisis de la historia de despla-

mientos en ambas direcciones permite, por un lado, evaluar sus valores máximos y los esfuerzos correspondientes y, por otro lado, determinar si se producen inestabilidades como las que podría predecir un modelo de galope.

Los resultados obtenidos se resumen en la figura 17. En dicha figura se han representado los máximos desplazamientos en ambas direcciones en función del ángulo de ataque del viento (0° corresponde a viento longitudinal); los desplazamiento longitudinales son los de color azul y los transversales lo de color rojo. Además se ha repetido el cálculo para una velocidad de viento incrementada en un 25% respecto a la de proyecto para tener en cuenta el factor de seguridad que impone el Eurocódigo para el fenómeno del galope.

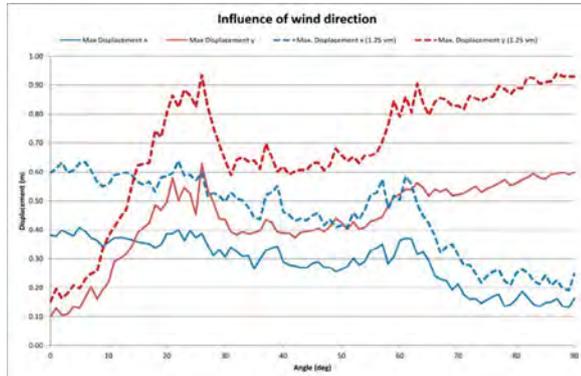


Figura 17. Desplazamientos máximos en función del ángulo de ataque.

En la figura se aprecia que, efectivamente, se produce un pico de respuesta transversal alrededor de los 30°, coincidente con el valor para el cual la pendiente del coeficiente aerodinámico transversal tiene valor negativo. Sin embargo la respuesta es estable por lo que el galope se puede descartar.

Para la velocidad de viento incrementada en un 25% los desplazamientos (diagramas de trazo discontinuo en la figura 17) son significativamente mayores como corresponde a un fenómeno que es no lineal. Se trata de desplazamientos importantes (hasta 0.92 m en dirección transversal) pero tampoco en este caso aparecen vibraciones divergentes. Hay que destacar que esta última velocidad de comprobación es de 84.4 m/s como valor medio y 110 m/s (396 km/h) como valor de pico.

4.4. Otros efectos aeroelásticos en la torre

4.4.1. Interacción Galope y desprendimiento de torbellinos

La velocidad crítica para vibraciones por flexión se produce cuando la frecuencia del desprendimiento de torbellinos coincide con la fundamental del elemento. De acuerdo a los Eurocódigos puede evaluar mediante (EN1991-1-4:2005. Annex E):

$$V_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St}$$

- b: Anchura de la sección 5.03 m
- $n_{i,y}$: Frecuencia del modo principal de flexión transversal al viento 0.448 Hz
- St: número Strouhal. Se puede adoptar 0,10,15 intermedio entre sección circular y rectangular.

Por tanto

$$V_{crit} = 5.03 \times 0.448 / 0.10 = 16.1 \text{ m/s}$$

Para $z=145 \text{ m}$ $V_{cg} = 95.8 \text{ m/s}$

$$V_{cg}/V_{crit} = 80/2016.1 = 45.0 \gg 1.6,85$$

Con lo cual este efecto de interacción es más que improbable.

4.4.2. Vibraciones por desprendimiento de torbellinos

Para la comprobación de este efecto se siguió igualmente lo recogido en los Eurocódigos [11]. Tal como se ha mostrado en el apartado anterior la velocidad crítica es 16.1 m/s

La amplitud de las vibraciones por desprendimiento de torbellinos se evalúa con la expresión [11]:

$$Y_{F,max} = b \cdot (1/S_t^2) \cdot (1/S_c) \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat}$$

- $K = 0.13$
- $L_j = 6 \times 5.03 = 30.2 \text{ m}$
- $l = \text{altura torre} = 139 \text{ m}$
- $K_w = 0.52$
- $c_{lat,0} = 0.9$

Con lo que:

$$Y_{F,max} = 0.262 \text{ m}$$

A efectos de evaluar su efecto en los esfuerzos de la torre se comparó la deformación que produce el desprendimiento de torbellinos con la deformación máxima bajo el viento de diseño (69.5 m/s) que según los resultados del modelo general son 0.725 m. Por proporcionalidad la deformación estática del viento que produce el desprendimiento de torbellinos (16.1 m/s) supone 0.032 m.

De esta manera la relación de esfuerzos es $(0.032+0.262) / 0.725=0.40$, es decir el 40% de los empleados en el diseño de la torre por lo que claramente este efecto no supone un problema desde el punto de vista del diseño estructural.

4.4.3. Aceleraciones máximas

Por otro lado las aceleraciones asociadas al el desprendimiento de torbellinos son:

$$a_{y,max} = (2\pi \cdot 0.48)^2 \cdot 0.262 = 2.38 \text{ m/s}^2 = 0.24g$$

Valor relativamente alto pero que solo se experimentará por quien esté en el extremo del pilón. Se evita fácilmente definiendo las condiciones del viento en que se podrán hacer labores de inspección y mantenimiento. Fijando un margen de al menos un 25% inferior, las labores podrían realizarse siempre que la velocidad fuera:

$$v_m < 16.1/1.25 = 12.9 \text{ m/s} = 46.4 \text{ km/h}$$

5. CONCLUSIONES

El estudio de los efectos del viento sobre el puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán ha permitido demostrar que

el puente no es susceptible de experimentar efectos no previstos en el cálculo estático tradicional tales como sobreesfuerzos o vibraciones que puedan afectar a su seguridad. Para llegar a esta conclusión ha sido necesario utilizar herramientas de cálculo numérico y experimentación en túnel de viento, tanto para el tablero como para la torre.

Referencias

- [1] J. Muñoz-Rojas, J.M. Domínguez, Proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas) / Project of the cable stayed bridge between the islands of Cebu and Mactan, in: VIII Congreso ACHE, Santander, 2020.
- [2] COWI, Cebu-Cordova Expressway Link Extreme Wind Speeds, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2016.
- [3] AASHTO, Design bridge specifications, American Association Of State Highway And Transportation Officials, 2017.
- [4] DPWH: Design Guidelines, Criteria and Standards (DGCS), Volume 5, (2015).
- [5] ISO 4354:2009, Wind actions on structures, International Organization for Standardization, n.d.
- [6] COWI, Cebu-Cordova Link Expressway-Tender phase. Wind Design Criteria, Supplement to Employer requirements, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2016.
- [7] COWI, Cebu-Cordova Link Expressway. Wind Design Criteria, Supplement to Employer requirements, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2017.
- [8] SIMILIA, Abaqus Analysis User's Guide, Dassault Systèmes. Simulia Corp., Providence, RI, 2016.
- [9] S. Franchini, M. Ogueta, Wind tunnel testing on several components of the "Cebu-Cordova Link Expressway" bridge, Philippines Ref: IDR/IF 170427 - V1.1, Instituto de Microgravedad "Ignacio da Riva" (IDR). Universidad Politécnica de Madrid, 2018.
- [10] CJV, Cebu-Cordova Link Joint Venture. Main bridge Design Basis, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2019.
- [11] EN1991-1-4:2005, Eurocode 1: Actions on structures -Part 1-4: General actions -Wind actions", European Committee for Standardization.