

Puente extradadosado sobre el Río Barrow. Problemas especiales de cálculo

The extradosed bridge over the River Barrow. Special analysis problems

Miguel A. Astiz Suárez^{*,a}, Marcos Sánchez Sánchez^b

^a Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S.L. & UPM, maastiz@cfcsl.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ARUP, marcos.sanchez@arup.com

RESUMEN

El Puente sobre el río Barrow en New Ross (Irlanda) tiene una longitud total de 887,0 m e incluye cuatro vanos extradadosados (los mayores de 230 m) y cinco vanos de aproximación hacia sus extremos Este y Oeste. En esta comunicación se presentan algunos de los problemas especiales de cálculo que se han presentado durante el proyecto: cimentaciones, impacto de barcos, anclaje de los tirantes en el tablero, efectos del viento sobre el tablero y sobre el tráfico, análisis de fuego.

ABSTRACT

The River Barrow Bridge in New Ross (Ireland) has a total length of 887 m and it includes four extradosed spans (two of them have a length of 230 m) and five approach spans towards its West and East ends. This paper presents some of the special analysis problems which had to be undertaken during the design of the bridge: foundations, ship impact, anchorage of the cable stays in the deck, wind effects on the deck and on traffic, fire analysis..

PALABRAS CLAVE: puente, extradadosado, cimentaciones, choque de barcos, anclajes, viento, fuego

KEYWORDS: bridge, extradosed, foundations, ship impact, anchorages, wind, fire

1. Introducción

El puente sobre el río Barrow forma parte de la autovía N25 de circunvalación de la ciudad de New Ross en Irlanda. Este puente es especialmente notable ya que se trata del puente extradadosado con tablero de hormigón con mayor luz construido hasta la fecha. El objeto de esta comunicación es la descripción de algunos problemas de cálculo especiales que han surgido por las condiciones propias del puente y a los que no es habitual enfrentarse en el proyecto de un puente.

El puente (Figura 1) consta de nueve vanos de distintas longitudes (36 + 45 + 95 + 230 + 230 + 95 + 70 + 50 + 36 m) de los cuales cuatro son extradadosados (los de 95 m y 230 m). El puente es continuo a lo largo de sus 887 m de longitud, con sendas juntas de dilatación en ambos extremos. Está apoyado en ocho pilas (denominadas P1 a P8) y los dos estribos (A1 y A2). El tablero está empotrado en la pila P4 (situada entre los dos vanos de 230 m) y simplemente apoyado sobre las demás.

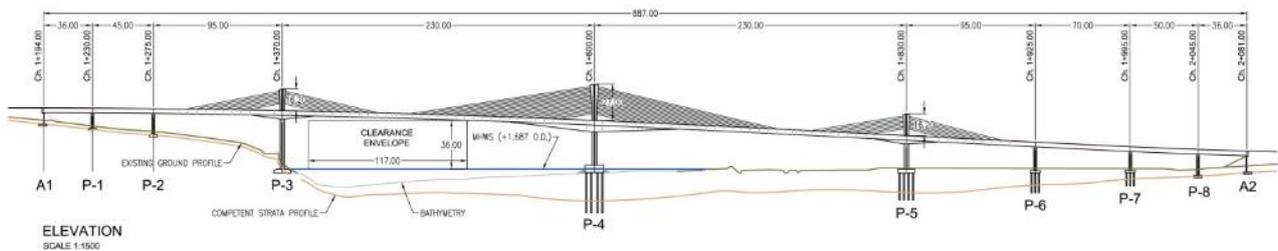


Figura 1. Alzado general del puente

2. Cimentaciones

La comprobación de las cimentaciones se realizó mediante el Eurocódigo [1] y enfoque de proyecto DA-1, que es el vigente en Irlanda. De todos los aspectos que se contemplan en el proyecto de las cimentaciones, hay que destacar el estudio del efecto de grupo y las comprobaciones relativas al choque de barcos.

El efecto de grupo se estudió mediante modelos de elementos finitos tri-dimensionales como el que se representa en la Figura 2, correspondiente a un cuarto de la cimentación de la pila P4 (en esta figura los colores representan distintos niveles de tensión vertical).

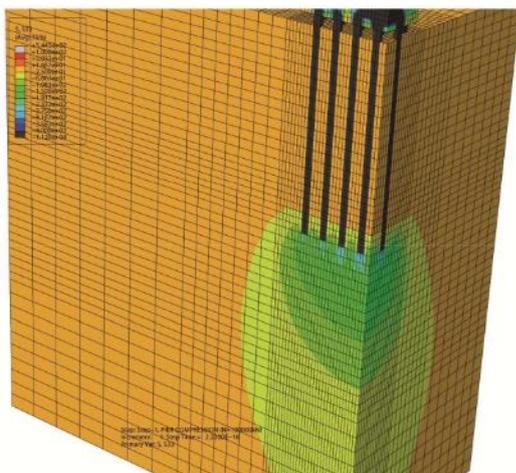
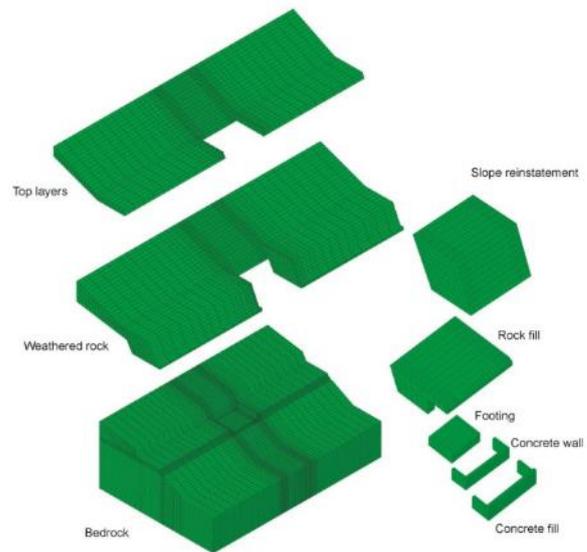


Figura 2. Modelo de la cimentación de la pila P4

En el caso de las cimentaciones directas, la más comprometida es la de la pila P3, situado

en un talud al borde del río y posiblemente afectada por el choque de barcos. Para esta pila también se utilizó un modelo de elementos finitos tri-dimensional cuya descomposición se aprecia en la Figura 3.



3. Choque de barcos

El río Barrow es una vía navegable y, aunque el puente está situado a unos 25 km de la desembocadura, el cliente exigió que se considerara como una vía marítima. El tamaño del barco especificado es de 6000 DWT viajando a 8 nudos.

La aplicación directa del Eurocódigo a los datos del problema arroja unas fuerzas de impacto de hasta 71.3 MN en dirección frontal y 46.6 MN en dirección lateral. La aplicación de la normativa AASHTO resulta en unas fuerzas

menores, del orden de 38 MN, pero en cualquier caso muy importantes. Dado que no es contemplable diseñar las cimentaciones (y el resto de la estructura) para resistir estas fuerzas, se hace necesario adoptar otro tipo de aproximaciones.

3.1 Enfoque determinista

En una aproximación mecánica, se tiene en cuenta el hecho de que los barcos de proyecto tienen un calado importante que hace que el casco del barco empiece a rozar con el fondo antes de impactar contra las pilas del puente. En el movimiento, el barco encallado va perdiendo energía y puede llegar a frenarse totalmente o llegar a la cimentación de una pila con una energía reducida desarrollando por lo tanto una fuerza de impacto menor.

El modelo es un sólido rígido de una longitud igual a la eslora del barco y conectado al fondo mediante muelles no lineales que reproducen las fuerzas de rozamiento si hay contacto entre el casco y el fondo (Figura 4). Las fuerzas normales de contacto entre el casco y el fondo se evalúan en función de la resistencia del casco y de la resistencia del suelo (Figura 5). En el caso de la escollera, se tiene en cuenta el cambio de geometría del fondo.

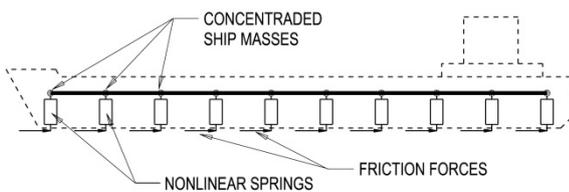


Figura 4. Modelo de barco

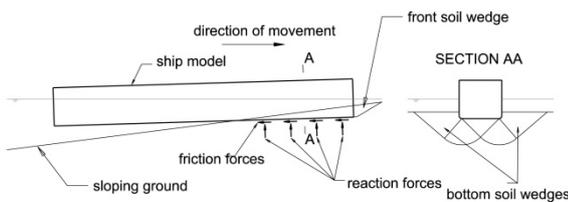


Figura 5. Modelo de contacto entre barco y fondo

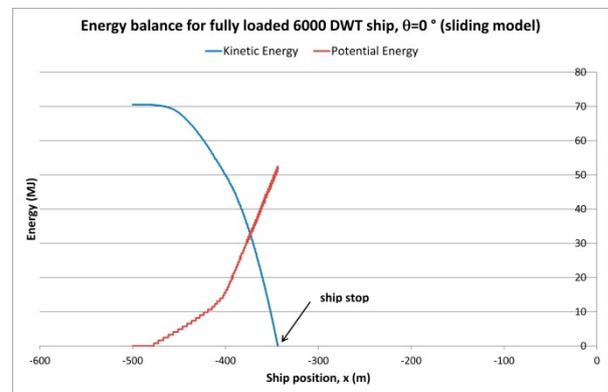
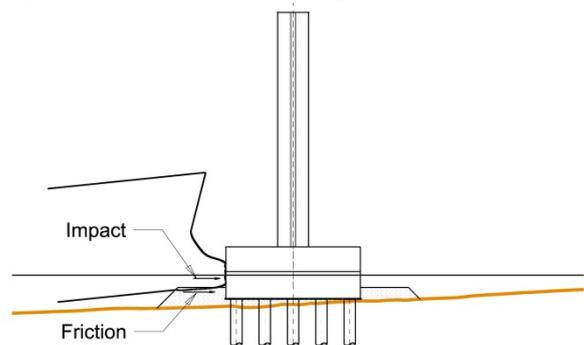


Figura 6. Variaciones de energía del barco encallado



representan a los pilotes tal como se representa en la Figura 8.

De esta manera se llega a definir la curva carga-desplazamiento global del encepado para cualquier dirección de impacto y se puede definir el punto que se alcanza dentro de esta curva cuando un barco llega a impactar contra el encepado (Figura 9). La condición que se aplicó es que las armaduras de los pilotes no deben llegar a plastificarse ya que una inspección o reparación en ese punto sería inviable (Figura 10).

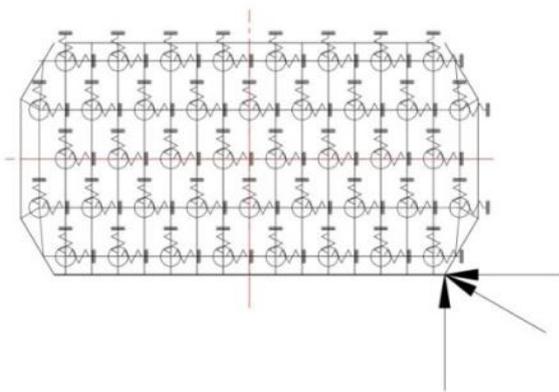


Figura 8. Modelo plano del encepado

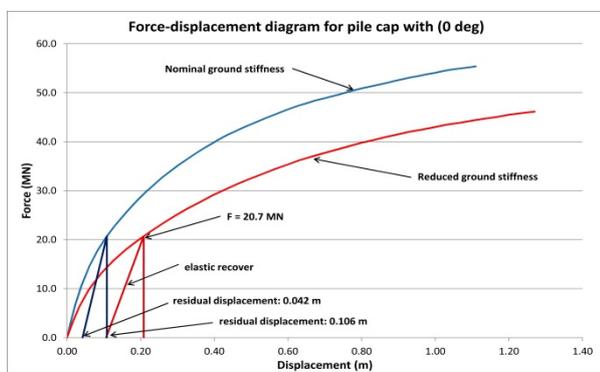


Figura 9. Curvas carga-desplazamiento del encepado

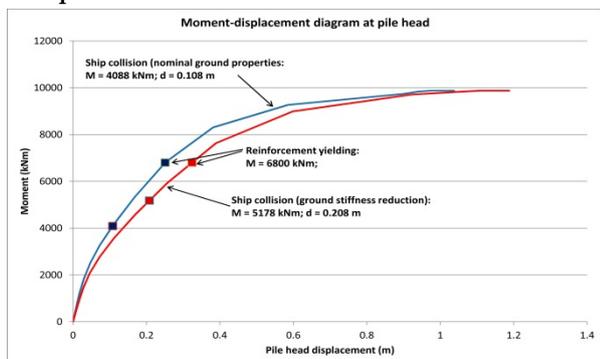


Figura 10. Diagramas momento-desplazamiento de los pilotes

Para llegar a este resultado ha sido necesario disponer una barrera de escollera de protección del encepado (Figura 11) cuya presencia se ha tenido en cuenta en los estudios de frenado progresivo del barco.

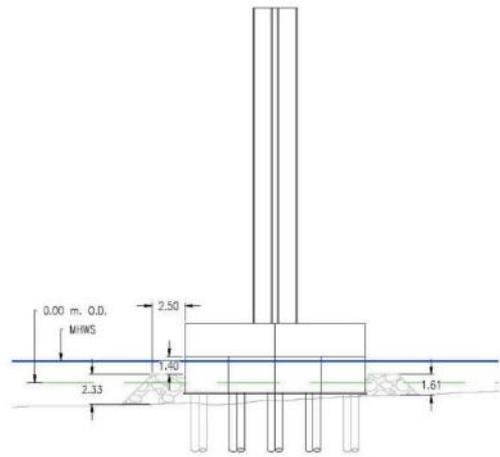


Figura 11. Protección del encepado de P4

En el caso de la zapata de la pila P3, situado al borde del río en una zona con una pendiente media del 50%, las circunstancias son diferentes pero la metodología aplicada ha sido la misma. La defensa contra el choque ha consistido en la barrera de hormigón que se dispuso para la excavación y ejecución de la zapata combinada con un relleno de hormigón en masa entre dicha barrera y la propia zapata (Figura 12). En algún caso (barco descargado) el impacto es directo sin un mecanismo de frenado previo por lo que la zapata debe resistir las fuerzas correspondientes, cosa que se comprobó con el modelo que se ha mostrado en la Figura 3 y con las mismas condiciones que para la comprobación estática de la zapata.

3.2 Enfoque probabilista

En la normativa AASHTO [4] existe la posibilidad de evaluar el riesgo de ocurrencia de un accidente y sus consecuencias por lo que no es necesario disponer una defensa que evite el impacto sino sólo reducir la probabilidad de colapso de la estructura a un nivel aceptable.

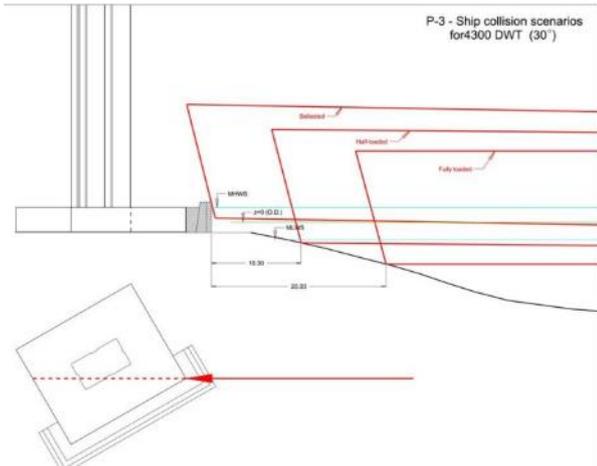


Figura 12. Impacto contra P3

Esta metodología se aplicó también al puente del río Barrow como forma de comprobar la seguridad del puente por un camino alternativo. El dato de partida fue el conocimiento de una estadística de tres años sobre el tráfico de barcos por el río (Figura 13).

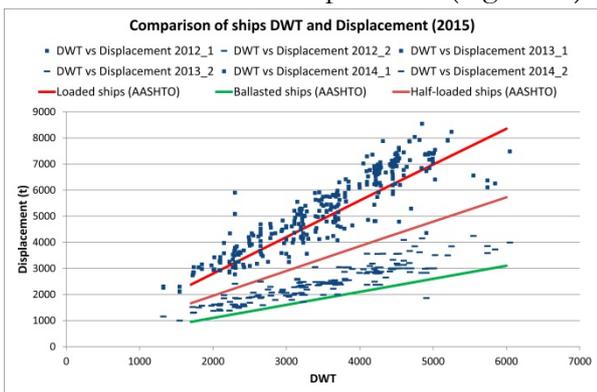


Figura 13. Estadística de barcos en el río Barrow

A partir de estos datos es posible evaluar la probabilidad anual de colapso del puente cuando un barco impacta directamente contra alguna de las dos cimentaciones involucradas. Esta probabilidad se evaluó en 2.6×10^{-4} que es un valor superior al admitido en la norma AASHTO, que es 10^{-4} . Este resultado simplemente refuerza la idea de que es necesario disponer barreras de protección como se ha hecho.

4. Anclaje de los tirantes en el tablero

La conexión de los tirantes en el tablero es uno de los elementos cruciales del puente por la importancia de los cables (hasta 125 cordones de 150 mm^2) que aplican cargas de hasta 17400 kN y por el hecho de que el anclaje está situado en la losa superior del cajón, aunque sujeto por unos pórticos metálicos que refieren la carga a las almas del cajón (Figura 14).

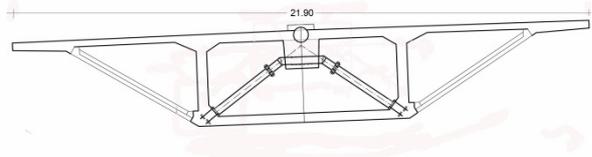


Figura 14. Sección transversal tipo del tablero de 3.5 m de canto

Para estudiar cómo se transmiten estas enormes cargas al tablero se utilizaron modelos de elementos finitos locales con tres programas (Sofistik, Abaqus y uno propio de CFC) y tres equipos diferentes (uno en Arup y dos en CFC) que sirve como demostración de la importancia que se le dio al problema. Los modelos de elementos finitos consistían en un principio en elementos lámina para el cajón y elementos viga para los pórticos metálicos. En la Figura 15 se muestra un modelo de Sofistik y en la Figura 16 uno de Abaqus (en estas figuras los elementos viga son líneas que no llegan a apreciarse).

Sin embargo, la falta de concordancia entre los resultados obtenidos con distintos modelos nos alertó sobre la necesidad de modelar de forma más precisa el anclaje. En efecto, el tamaño del bloque de anclaje es tal que su modelado mediante elementos lámina puede llegar a ser notablemente inexacto.

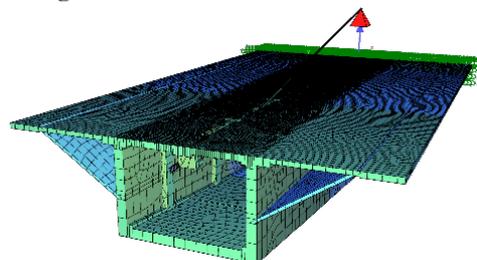
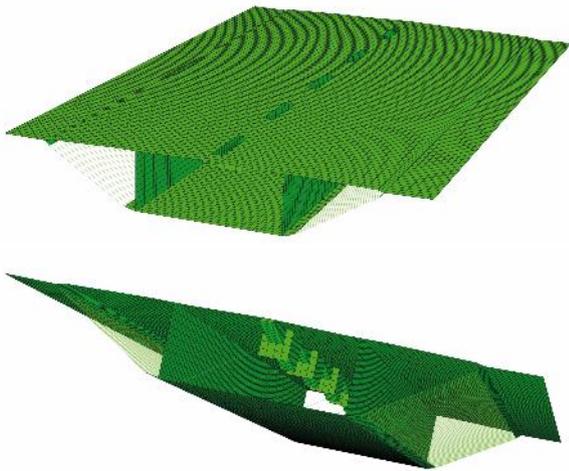


Figura 15. Modelo de láminas de Sofistik para el Cable 1



Por ello, se recurrió finalmente al modelado del conjunto mediante elementos finitos de volumen (Figura 17) lo que complica mucho el cálculo y la interpretación de los resultados pero permite asegurar que estos son realistas. En este caso sólo se modeló la mitad de la sección, por simetría, y se prescindió de los vuelos ya que tienen un papel menor en la transmisión de fuerzas del tirante al tablero.

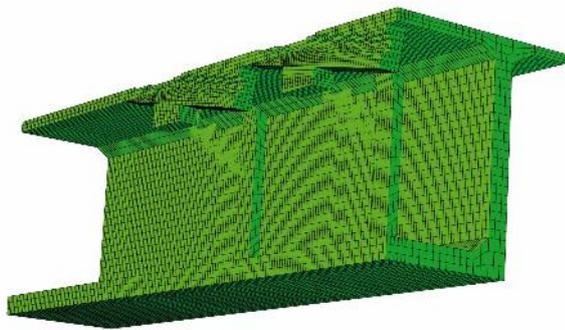


Figura 17. Modelo de volumen de Abaqus

En la Figura 18 se muestra la deformada del cajón al aplicar la carga del tirante y en ella se aprecia que, a pesar de la presencia del pórtico metálico, la losa superior del cajón sufre flexiones importantes tanto en dirección longitudinal como transversal. Ello es debido a que el pórtico metálico es relativamente flexible en comparación con la losa superior del cajón, que tiene un espesor de 0.35 m.

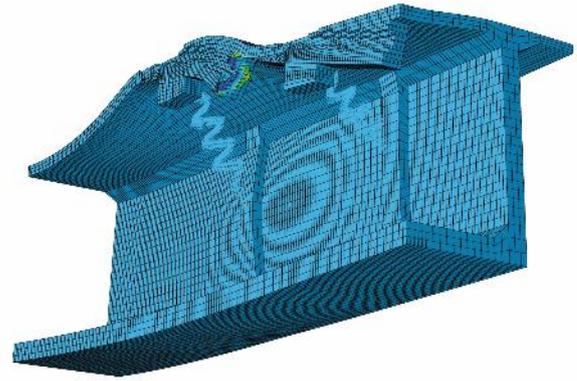


Figura 18. Malla deformada bajo la carga de un tirante

La deformación de la losa superior del cajón bajo el efecto de la fuerza del tirante genera fuertes tracciones transversales (Figura 19) que hay que contrarrestar con armadura y con pretensado transversal con el inconveniente de que gran parte de la sección de la losa está interrumpida por el paso del tirante (culpable asimismo de cierta concentración de tensiones transversales como se puede apreciar en la Figura 19). La disposición del pretensado transversal se ha representado en la Figura 20.

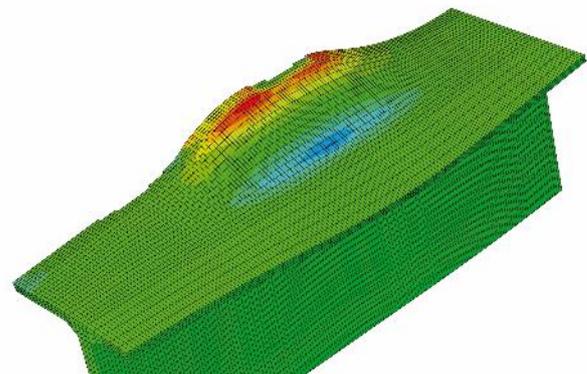


Figura 19. Tensiones transversales en losa superior

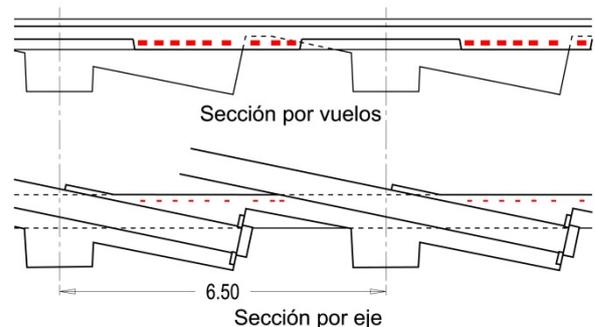


Figura 20. Disposición del pretensado transversal

5. Efectos del viento

Los efectos del viento, especialmente los de tipo dinámico, no son importantes en este puente por tratarse de un tablero de hormigón cuyo canto es sólo algo menor que el de un puente continuo de misma luz. Sin embargo, dado que la luz del puente es importante, es preceptivo realizar ensayos en túnel de viento para evaluar con mayor precisión las acciones del viento sobre el tablero.

Estos ensayos se llevaron a cabo en el Instituto da Riva de la UPM en varias fases. En primer lugar se obtuvieron los coeficientes aerodinámicos de la sección transversal del tablero para diversos cantos, varios tipos de imposta, en situación de construcción y servicio, con y sin tráfico. Estos coeficientes se emplearon durante las distintas fases del proyecto para el análisis estático y dinámico del puente. La aplicación de la normativa permitió descartar los ensayos dinámicos.

Sin embargo, la parte más interesante del análisis de viento consistió en comprobar la estabilidad del tráfico frente al viento. Es sabido que en tableros con formas aerodinámicas, necesarias para minimizar las acciones del viento sobre la estructura, las líneas de corriente se concentran en la proximidad de la calzada y pueden ejercer importantes fuerzas laterales sobre los vehículos, especialmente sobre los de gran altura. Existe, especialmente en el mundo anglosajón, una gran preocupación por la estabilidad del tráfico sobre los puentes como lo demuestra el hecho de que para muchos puentes en el Reino Unido el tráfico se limita de una u otra forma en días de fuerte viento. A modo de ejemplo, basta citar el caso del primer puente del Severn, que fue en su día muy novedoso por la forma aerodinámica del tablero como forma de prevenir la aparición del flameo y que carece de protección contra el viento bajo forma de deflectores o barreras, en el cual se prohíbe el paso de vehículos de altura superior a 2.1 m cuando la velocidad media en 2

minutos excede de 20.6 m/s o a todos tipo de vehículos cuando la misma velocidad excede de 30.9 m/s. Limitaciones semejantes se imponen en muchos otros puentes y en muchos casos se relacionan no solamente con la altura de los vehículos sino también con su velocidad. Fruto de esta preocupación ha sido el trabajo de investigación desarrollado por múltiples grupos de los que sólo citaremos los trabajos pioneros de Baker junto varios colaboradores[5, 6] y, en España, la tesis de Oliva [7].

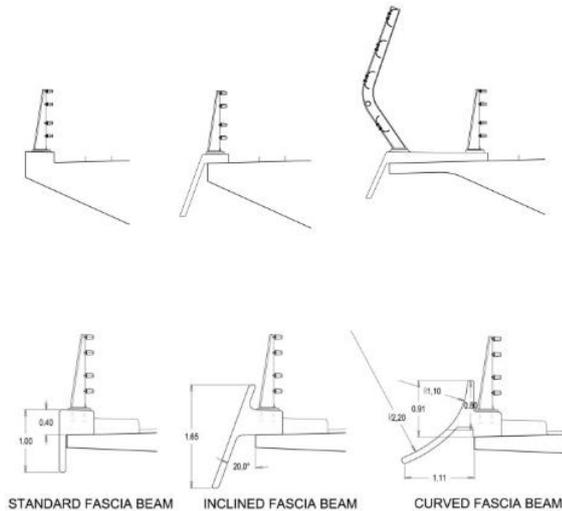
La Administración Irlandesa era consciente de esta preocupación cuando estableció las especificaciones del puente e impuso la condición de evitar cualquier tipo de perturbación en el tráfico para velocidades de viento inferiores a la de un período de retorno de 5 años. La velocidad media en 10 minutos al nivel del tablero que corresponde a ese período de retorno es 23.7 m/s y la correspondiente velocidad de pico es 33.8 m/s. Hay que mencionar aquí que las dos velocidades límite citadas anteriormente para el puente del Severn corresponden a unas velocidades de pico de 26.8 y 40.2 m/s. Por lo tanto, el puente del Barrow debería necesitar algún tipo de protección contra el viento si se mantienen los criterios establecidos para el puente del Severn.

Por otro lado contábamos con la experiencia del puente del Suir en Waterford [8], construido diez años antes, situado a 25 km del Barrow y en el que no se ha producido ningún percance por el viento desde que se inauguró. Por ello, estábamos convencidos de que no eran necesarias barreras contra el viento.

La investigación en túnel de viento se enfocó a los siguientes objetivos: estudiar la influencia de la forma de la imposta, determinar la distribución de velocidades de viento sobre la calzada, determinar las acciones de viento sobre un modelo de camión y estudiar la variación del campo de velocidades de viento en los alrededores de las torres.

En cuanto a la forma de la imposta se probaron en un principio la sección sin imposta

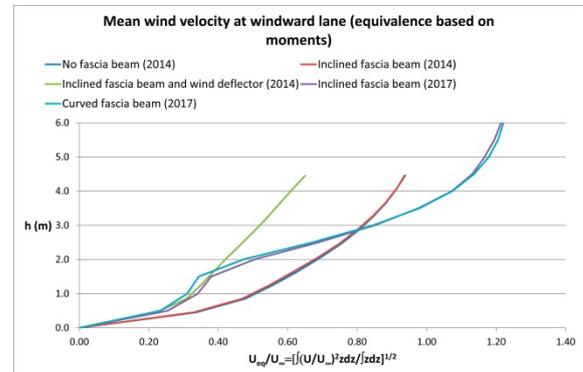
y con una imposta plana inclinada y se compararon con una solución de deflectores altos (Figura 21). En una segunda fase se probaron una imposta vertical convencional, la inclinada sobreelevada y una imposta curva como forma de levantar el flujo de aire por encima de los vehículos (Figura 22).



En todos los casos se midieron perfiles de velocidades (medias, de pico e intensidades de turbulencia) en todos los carriles de ambas calzadas. De esos perfiles de velocidades se dedujeron velocidades equivalentes en términos de fuerzas y de momentos como forma de caracterizar con un único parámetro las cualidades de cada imposta. A modo de ejemplo se muestran en la Figura 23 las velocidades equivalentes en términos de momentos para diversas soluciones de impostas.

En esta figura se observa que la mejor solución es, como cabía esperar, la del deflector de viento de gran altura (curva verde). Para vehículos de menos de 1.8 m de altura las impostas curva o inclinada sobre elevada dan resultados excelentes. Sin embargo, para vehículos de 4 m de altura, que son los más peligrosos, es mejor no poner imposta o poner una imposta sin sobre elevación. Los intentos de desviar el flujo de aire por encima del tráfico sólo son efectivos si el deflector es alto; para alturas reducidas sólo se consigue concentrar el

flujo a una altura mayor por lo que el momento de vuelco aplicada sobre el vehículo aumenta. Como consecuencia de este estudio se decidió disponer una imposta convencional vertical.



La obtención del perfil de velocidades sobre la calzada no implica que se conozcan las acciones del viento sobre los vehículos. Para determinar estas acciones se ensayó en el túnel de viento un modelo de camión de 4.65 m de altura (Figura 24) por ser ésta la altura máxima autorizada en Irlanda. El vehículo se colocó encima del modelo seccional del tablero (con diversas impostas) y se midieron fuerzas transversales y momentos de vuelco en tiempo real.



La razón de obtener registros de fuerzas y momentos en tiempo real es que de esta manera se pueden trasladar a la escala del prototipo sin más manipulaciones y así determinar las condiciones de equilibrio del vehículo. Para dar este paso se convierten la fuerza y el momento en coeficientes aerodinámicos función del tiempo.

Como comprobación, se puede comparar el valor medio y el valor de pico de estos

coeficientes con los valores de referencia de Coleman y Baker [6] como se ha hecho en la Figura 25 (valor medio) y en la Figura 26 (valor de pico). En ellas se aprecia que el valor medio es parecido al propuesto por Coleman y Baker (aunque con variaciones en función del carril en que se sitúe el camión) mientras que, como es lógico, los valores de pico quedan muy por encima de los valores de referencia mencionados. Para el momento se obtienen resultados semejantes. Sin embargo, el conservar la variación temporal de estos coeficientes es importante ya que los valores de pico de fuerza y momento no tienen por qué ser simultáneos. En ambos casos los valores máximos se obtienen en el borde de barlovento (lado izquierdo de las figuras).

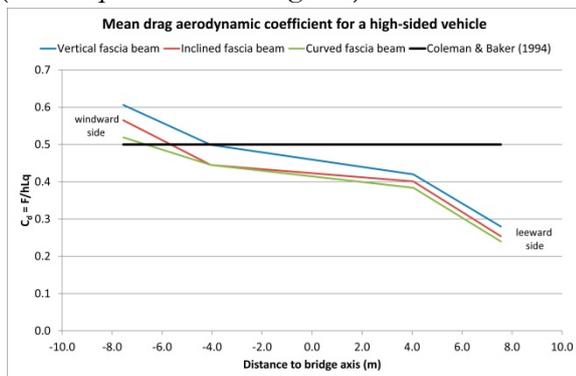


Figura 25. Coeficiente aerodinámico de fuerza lateral media sobre el camión

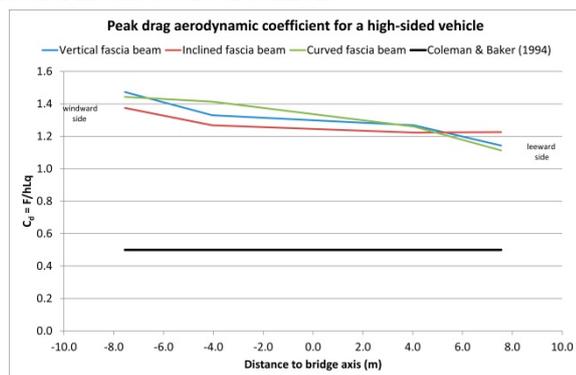


Figura 26. Coeficiente aerodinámico de fuerza lateral de pico sobre el camión

Por otra parte se modela la rugosidad del pavimento de acuerdo a procedimientos convencionales a partir de las correspondientes densidades espectrales de potencia (ver, por ejemplo en [7]).

Con estos datos se aplican las acciones de viento y los movimientos debidos a la rugosidad del pavimento a un modelo numérico del vehículo, que se representa en la Figura 27, y que consiste en la masa del camión unida a los sistemas de amortiguación de la caja y de las ruedas, que se ha hecho ya habitual en el estudio de la estabilidad de vehículos de carretera y de ferrocarril.

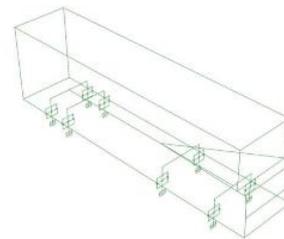


Figura 27. Modelo numérico del vehículo

Al aplicar las acciones mencionadas es posible comprobar en cada paso temporal la estabilidad del vehículo tanto al deslizamiento como al vuelco. A modo de ejemplo, la Figura 28 muestra la suma de todas las reacciones de cada lado del camión; un valor positivo indicaría un despegue del pavimento y, por lo tanto, el momento inicial del vuelco, cosa que no ocurre.

Hemos llegado a realizar el mismo tipo de cálculo para el puente del Severn llegando a la conclusión de que las condiciones de estabilidad en el Barrow para la velocidad especificada son mejores que en Severn para la velocidad por debajo de la cual no hay restricciones al tráfico.

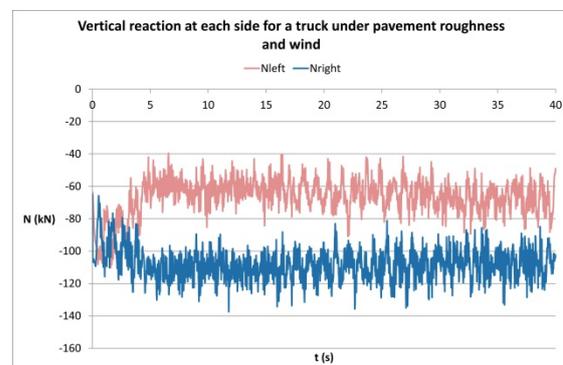


Figura 28. Suma de reacciones en cada lado del camión

El estudio de la estabilidad al paso por las torres se llevó a cabo de forma similar aunque en este caso sí se instalan unas barreras de protección

para hacer que la transición de fuerzas al paso por las torres sea más suave (Figura 29).

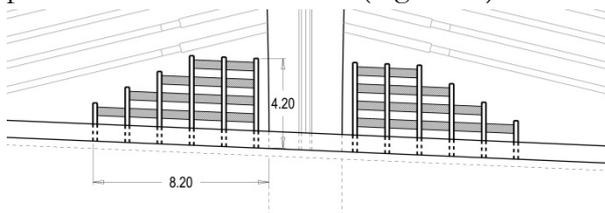


Figura 29. Barrera contra el viento al paso por las torres

6. Estudio de fuego

Las especificaciones del proyecto pedían considerar la aparición de un fuego de 50 MW durante un tiempo indeterminado que, dada la situación de los servicios de bomberos de la zona y el tiempo de respuesta, se fijó en una hora. Mediante la aplicación de métodos de cálculo simplificados se obtuvieron distribuciones de isotermas como la de la Figura 30 que se aplicaron a los cables para estudiar la posibilidad de un colapso progresivo por pérdida parcial de su capacidad resistente.

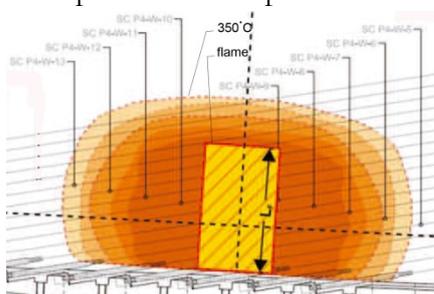


Figura 30. Distribución de isotermas sobre el tablero en la hipótesis de fuego

Tras ese estudio se llegó a la conclusión de que mediante el uso de unas mantas de protección en el interior de las vainas y sólo en su parte inferior, el puente sería capaz de resistir durante una hora la situación de fuego planteada. También se comprobó la estabilidad de las torres, teniendo en cuenta la pérdida de sección resultante de la acción del fuego.

7. Conclusiones

Se han presentado de forma muy resumida algunos aspectos del cálculo del

punto extradosado sobre el río Barrow que se han considerado poco habituales en el proyecto de puentes. Algunos son debidos a las singularidades del proyecto y otras a las particulares especificaciones que ha habido que respetar. Sin embargo esta presentación permite vislumbrar el grado de complejidad que supone el proyecto de un puente con estos condicionantes.

Referencias

- [1] European Committee for Standardization, “Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules”, EN1997-1:2004
- [2] European Committee for Standardization, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions, EN1991-1-7:2006
- [3] AASHTO, “Guide Specifications and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges”, 2009 and 2010 Interim Revision
- [4] AASHTO, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, 2014
- [5] Baker C. J., “A simplified analysis of various types of wind-induced road vehicle accidents”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 22, pp. 69-85, 1986
- [6] Coleman S.A. & Baker C.J., “An experimental study of the aerodynamic behaviour of high sided lorries in cross winds”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol.53, pp. 401-429, 1994
- [7] Oliva J., “Estudio de la estabilidad del tráfico en puentes de carretera: influencia del viento lateral”, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 2011
- [8] Astiz M.A., Manterola J. Tarquis F. Muñoz-Rojas J., Santos A., Blanco L. & Fernández S., “El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford, Irlanda”, Hormigón y Acero, vol. 62, nº 262, pp. 7-37, 2011