

PUENTE ATIRANTADO SOBRE EL RÍO SUIR EN WATERFORD (IRLANDA)

Miguel A. ASTIZ SUÁREZ

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
maastiz@cfcsl.com

Javier MANTEROLA ARMISÉN

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
jmanterola@cfcsl.com

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ

Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
jmrojas@cfcsl.com

Antonio SANTOS MORENO

Dr. Ingeniero de Caminos

Lucía BLANCO MARTÍN

Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
lblanco@cfcsl.com

Sara FERNÁNDEZ ALONSO

Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
sfernandez@cfcsl.com

Resumen

El puente sobre el río Suir en Waterford es un puente atirantado de 465m de longitud con un vano principal de 230m y una única torre. El puente ha sido proyectado por Carlos Fernández Casado S.L. y está siendo construido por Dragados en colaboración con la empresa irlandesa Ascon.

Este puente cuenta con una serie de características que lo hacen singular entre las que cabe destacar su cimentación a base de micropilotes de gran capacidad de carga, su pilono con forma de Y invertida y sin riostra intermedia a la altura del tablero, el anclaje de los cables en el pilono a través de una estructura metálica interna, su tablero mixto consistente en un emparrillado metálico con dos vigas de borde y vigas transversales y en losas nervadas de hormigón prefabricadas, la anchura variable del tablero o el hecho de que tenga una única junta de dilatación en uno de los estribos siendo el otro estribo integral con el puente.

Palabras Clave: puente atirantado, Waterford, tablero mixto, losas prefabricadas, micropilotes

1. Planteamiento

El puente sobre el río Suir forma parte de la concesión para el proyecto, construcción y explotación de la variante de la autovía N25 a su paso por Waterford en Irlanda. El concurso se convocó en 2001 y finalmente fue ganado por Dragados junto con la empresa irlandesa Ascon firmándose el contrato en 2006. Este retraso fue debido en gran medida al hallazgo en la traza de la autovía de unos restos arqueológicos que hubo que investigar antes de que comenzaran las obras. El proyectista general de la autovía es ARUP, que lidera a un conjunto de empresas consultoras, y el proyecto del puente atirantado le correspondió a Carlos Fernández Casado S.L. La supervisión del proyecto se realiza en dos escalones: el primero, más relacionado con la seguridad estructural, le corresponde a Flint & Neill y el segundo, más focalizado en el proyecto conceptual, le corresponde a Mott MacDonald Pettit.

El cruce del río Suir, de más de 200m de anchura y con un cierto tráfico de barcos, se planteó desde el principio con un único vano sobre el río como condición impuesta por la Administración para minimizar la interferencia del puente con el régimen hidráulico del río y con el tráfico de barcos. Entre los condicionantes del proyecto hay que destacar una topografía muy disimétrica ya que una de las orillas es muy plana y la otra es escarpada con un desnivel de 18m. También es importante el hecho de que el puente soporta dos calzadas de dos carriles más arcén con un ancho útil total de 22,80m a lo largo de la mayor parte de su longitud; sin embargo esta anchura se incrementa en 6m más (total 28,80m) al introducir dos carriles de incorporación/salida cerca de uno de los extremos del puente.

Como consecuencia de la topografía, el puente atirantado resultante tiene una única torre, colocada en la orilla plana, y precedida por tres vanos atirantados (Fig. 1) mientras que en la orilla opuesta existe un único vano de aproximación. La longitud total del puente es de 465m y el vano principal tiene una luz de 230m. La distribución de vanos es la siguiente: 42,0+66,5+91,5+230,0+35,0m. La variación de anchura llega a afectar a la parte del puente que está atirantada (Fig. 2) lo que obligó a realizar una serie de estudios sobre la base de imágenes fotorealistas tri-dimensionales del puente para

minimizar el impacto estético que esta inusual configuración de anchura variable pudiera tener; como consecuencia de estos estudios se pudo limitar la longitud de puente afectada por los carriles adicionales.

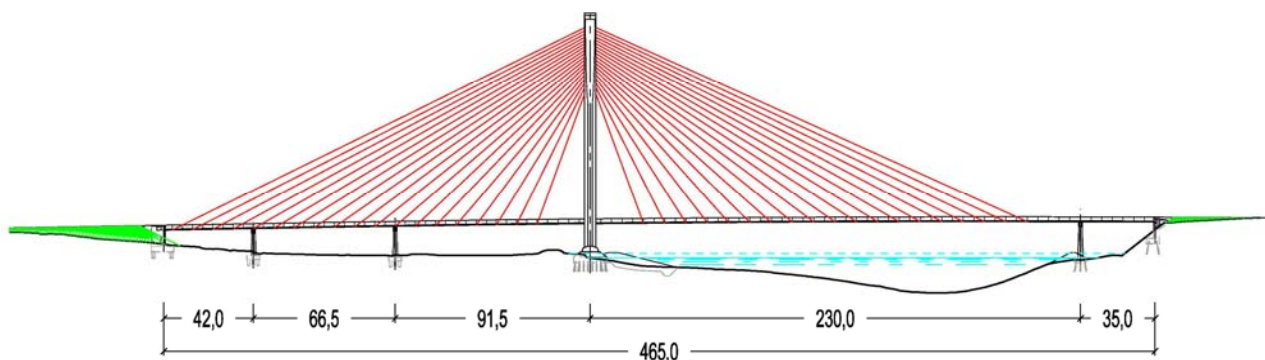


Fig.1 Alzado general del puente

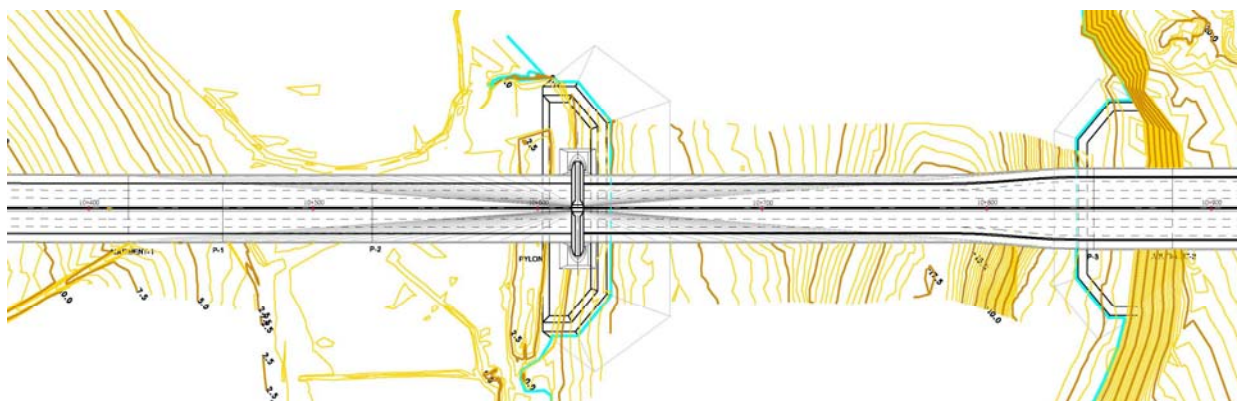


Fig.2 Planta general del puente

2. Cimentaciones

Las cimentaciones han representado uno de los mayores caballos de batalla de este proyecto. El terreno consiste en una serie de depósitos aluviales blandos o muy blandos de hasta 10 m de espesor consistentes en fangos, limos, arcillas muy poco consistentes y turbas con intercalaciones de arenas y presencia de bolos. Por debajo se encuentran estratos de areniscas generalmente bastante fracturadas y de filitas.

Ante esta situación hubo que descartar la utilización de pilotes metálicos hincados a causa de la presencia de bolos y de pilotes de hormigón por la inexistencia de un nivel de roca que pudiera considerarse lo suficientemente firme como para apoyar estos pilotes en la punta. La solución propuesta para todas las cimentaciones excepto para el estribo 1 (orilla plana) consistió en la utilización de micropilotes de gran diámetro pensados para trabajar por fuste a partir de unos 9m por debajo de la cota de cimentación. Estos micropilotes podrían trabajar igualmente a tracción aunque en este caso no era necesario salvo en alguna fase inicial de construcción de la torre. Algunos de los pilotes van inclinados para absorber las reacciones horizontales.

Los pilotes tienen un diámetro de 400mm y dos armaduras interiores que son dos tubos concéntricos de 340 y de 178mm de diámetro respectivamente. Todos los espacios interiores y exteriores a los tubos se inyectan con mortero. El pilote va encamisado en su parte superior, correspondiente a los estratos más blandos, tanto para contener al suelo durante la ejecución del pilote como para actuar de barrera contra la corrosión en la zona más sensible por estar sujeta a las carreras de marea ya que el puente se encuentra a unos 16km de la desembocadura del río Suir.

La carga de proyecto de estos micropilotes se estimó en 500t y la de agotamiento en unas 1250t. Se llevaron a cabo dos ensayos in situ a compresión hasta la supuesta carga de rotura sobre dos pilotes de prueba cuya longitud de

empotramiento en roca era algo más de la mitad de la proyectada y que por lo tanto deberían tener una carga de agotamiento superior a la mitad de la proyectada. Para aplicar esta carga de compresión hubo que tirar de 4 pilotes definitivos con una carga igual a la cuarta parte de la carga de ensayo, lo cual también representaba un ensayo fiable de los cuatro pilotes a una carga similar a la carga de trabajo de estos pilotes. La carga última del ensayo fue de 830t (netamente superior por lo tanto a la carga de proyecto) y el comportamiento del pilote fue prácticamente lineal durante todo el ensayo.

Además de estos ensayos a rotura que sirvieron como validación del concepto de micropilote, se ensayaron a tracción la mayor parte de los micropilotes hasta una carga intermedia de 200t como forma de validar la inyección de mortero en cada uno de ellos ya que el proceso de inyección presentó algunos problemas al principio. Los desplazamientos medidos se correspondieron muy aproximadamente con los calculados sobre la hipótesis de una transmisión de carga nula a los estratos blandos superiores y una transmisión gradual a la roca basal.

La transmisión de la carga entre el encepado y el micropilote se lleva a cabo mediante dos placas de acero de gran espesor (40 y 50mm) soldadas respectivamente a los dos tubos de refuerzo y una jaula de armadura perimetral (Fig. 3).

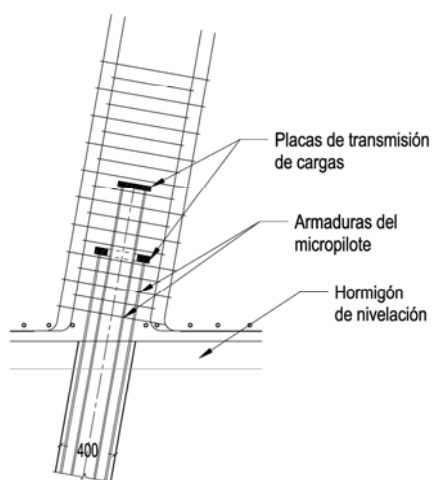


Fig.3. Micropilote: sección longitudinal y jaula de armado

En el caso del estibo Sur hay algunas circunstancias diferentes que aconsejaron recurrir a pilotes de hormigón verticales de 1,50m de diámetro y de 45m de longitud: el estibo es integral con el puente y debe absorber reacciones horizontales muy importantes tanto las procedentes del puente como las resultantes del empuje de las tierras (el estibo tiene una altura de 9m) y, por otra parte, la secuencia de construcción obligaba a ejecutar la cimentación antes de proceder al relleno de tierras por lo que los pilotes iban a verse sometidos a acciones importantes debidas al rozamiento negativo.

3. Torre y pilas

La torre es el elemento más destacado del puente, como ocurre en la mayor parte de los puentes atirantados. En su diseño hay varios aspectos que merecen ser resaltados. En primer lugar su esquema es el de una Y invertida (Fig. 4), que tiene ventajas importantes tanto en términos de rigidez como de economía al agrupar todos los anclajes de los tirantes en el mástil vertical. Este esquema suele completarse con una riostra horizontal por debajo del tablero que sirve tanto para soportar el tablero como para rigidizar las patas inclinadas como se ha hecho en puentes con torres similares tan significativos como el de Normandía o el de Sutong. En este caso la luz moderada del puente y el hecho de que el tablero no se encuentre a gran altura han hecho posible prescindir de este elemento lo cual concede al conjunto una mayor transparencia. El tablero se apoya sobre la torre mediante dos ménsulas de hormigón que van pretensadas contra las patas mediante barras.

Sin embargo sí que resulta necesario disponer una viga de atado entre las cimentaciones de las dos patas para eliminar las reacciones horizontales de carga permanente sobre ambas cimentaciones. Esta viga de atado va pretensada y se apoya en su centro sobre dos micropilotes ya que su esbeltez no le permitiría resistir los esfuerzos de peso propio que se generarían en caso de producirse algún asiento por deformación de los estratos superiores del terreno, cosa bastante probable. Dada la prevención existente en el mundo anglo-sajón contra el pretensado interior, se dispuso un

pretensado no adherente con control del estado tensional en la viga de atado y previendo la posibilidad de sustitución de los tendones en caso de detectarse algún problema durante la vida de la obra.

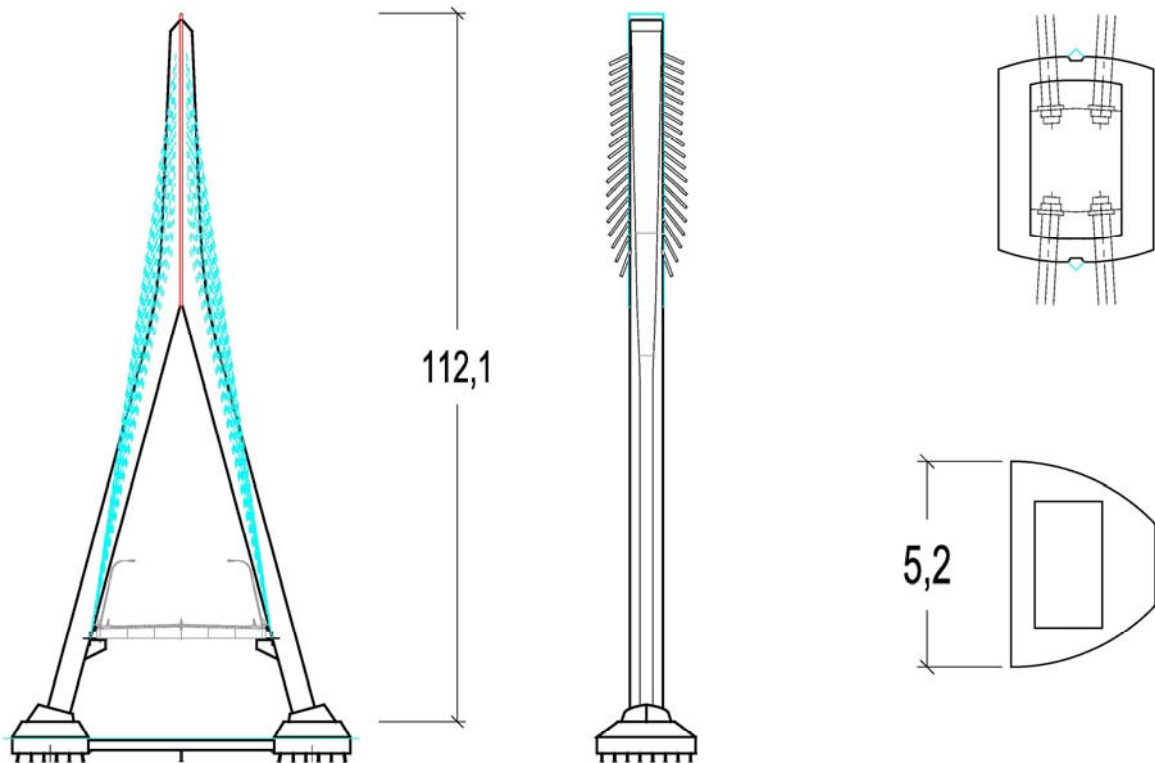


Fig.4. Alzados y secciones de la torre

La sección transversal de las patas de la torre se ha proyectado de forma que se combine su eficacia contra las acciones del viento (reducción de las acciones y rigidez a flexión) con los aspectos estéticos tratando de hacerla lo más esbelta posible. Consiste en la intersección de dos cilindros circulares y dos planos. La unión de las patas y su prolongación en el mástil se lleva a cabo mediante una transición circular. El mástil es de sección variable ya que se va reduciendo su anchura en el sentido transversal al eje del puente conforme aumenta la altura. Las dimensiones más características son la altura total, 112,1m sobre el encepado, y la anchura de las patas en la dirección del puente, 5,2m (Fig. 4). Por el hueco de una de las patas y del mástil se llevan sendos ascensores para facilitar las labores de inspección y mantenimiento.

La inserción de los anclajes en el mástil de la torre se lleva a cabo mediante una estructura metálica que es un cajón rectangular con vigas transversales interiores que son los elementos que transmiten la carga de los tirantes a las chapas paralelas al eje del puente. El cajón metálico se conecta al hormigón del mástil mediante pernos conectadores. Esta estructura se construye por tramos y sirve además como encofrado interior del hueco del mástil. La utilización de este sistema, que ya es bastante habitual en puentes atirantados, evita recurrir al pretensado para transmitir las cargas de los tirantes del vano delantero a los de los vanos traseros y, sobre todo, facilita enormemente las labores de posicionamiento de anclajes y tubos de los tirantes al poder realizarse la mayor parte de estas operaciones en taller. Antes de proceder al traslado de los segmentos a la obra, se procede a un montaje en blanco en el taller (Fig. 5). Estos segmentos llevan dispositivos de centrado y sujeción que facilitan su colocación en obra.



Fig.5. Montaje en blanco de dos segmentos del cajón metálico del mástil

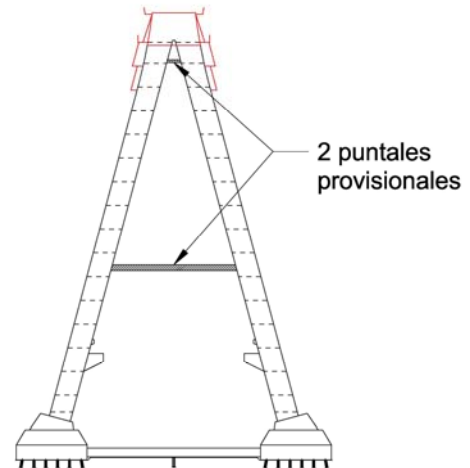


Fig.6. Construcción de la torre

La construcción de la torre se realiza mediante encofrado trepador en trepas de 4m. Aunque la superficie exterior es curva, dado que el perfil curvo de la sección transversal se mantiene constante, sólo resulta necesario desmontar los encofrados en la zona de transición de patas a mástil, de directriz también curva. La inclinación de las patas obliga a apuntalar una contra la otra mediante dos puntales horizontales para limitar las flexiones en dichas patas (Fig. 6). Una vez que se produce la unión de las patas, la construcción del mástil vertical se puede realizar sin recurrir a ningún sistema de sujeción adicional.

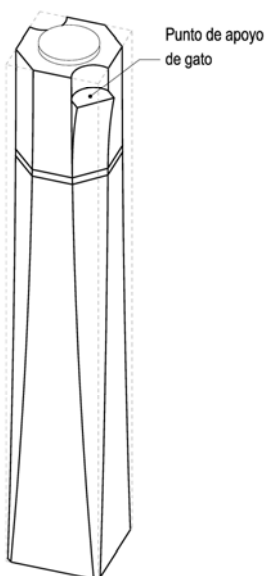


Fig.7. Perspectiva de una pila

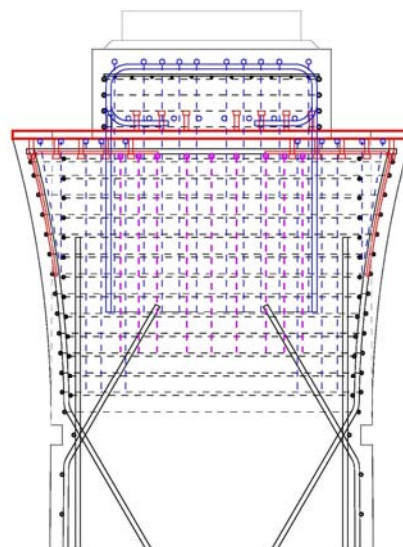


Fig.8. Sección de cabeza de pila

Las pilas se han proyectado con una sección octogonal variable (Fig. 7) y de forma que tengan la máxima esbeltez dado que las reacciones horizontales son muy reducidas. Ello ha exigido un diseño muy cuidado del armado de la cabeza de estas pilas hasta el punto de resultar necesario recurrir a una chapa de acero conectada al hormigón para absorber las tracciones transversales generadas bajo el apoyo y las acciones directas de los gatos, necesarios en caso de una eventual sustitución de apoyos (Fig. 8).

4. Tablero

El tablero es de construcción mixta acero-hormigón por ser la solución más adecuada para la luz de este puente atirantado y también para tratar de evitar los problemas que hubiera ocasionado en un tablero de hormigón y en un país anglo-sajón el tener que aplicar un pretensado interior adherente. Dado que el puente está atirantado en los bordes del tablero, la estructura de éste consiste en un emparrillado formado por dos vigas de borde, con una separación entre ejes de 25,6m en la mayor parte del puente y 31,6m en la zona más ancha, y vigas transversales situadas a 5m de distancia en el vano principal y a 4,75m en los vanos traseros. El canto de las vigas longitudinales de borde es de 1,60m y el de las vigas transversales es de 1,90m a causa del bombeo (Fig. 9).

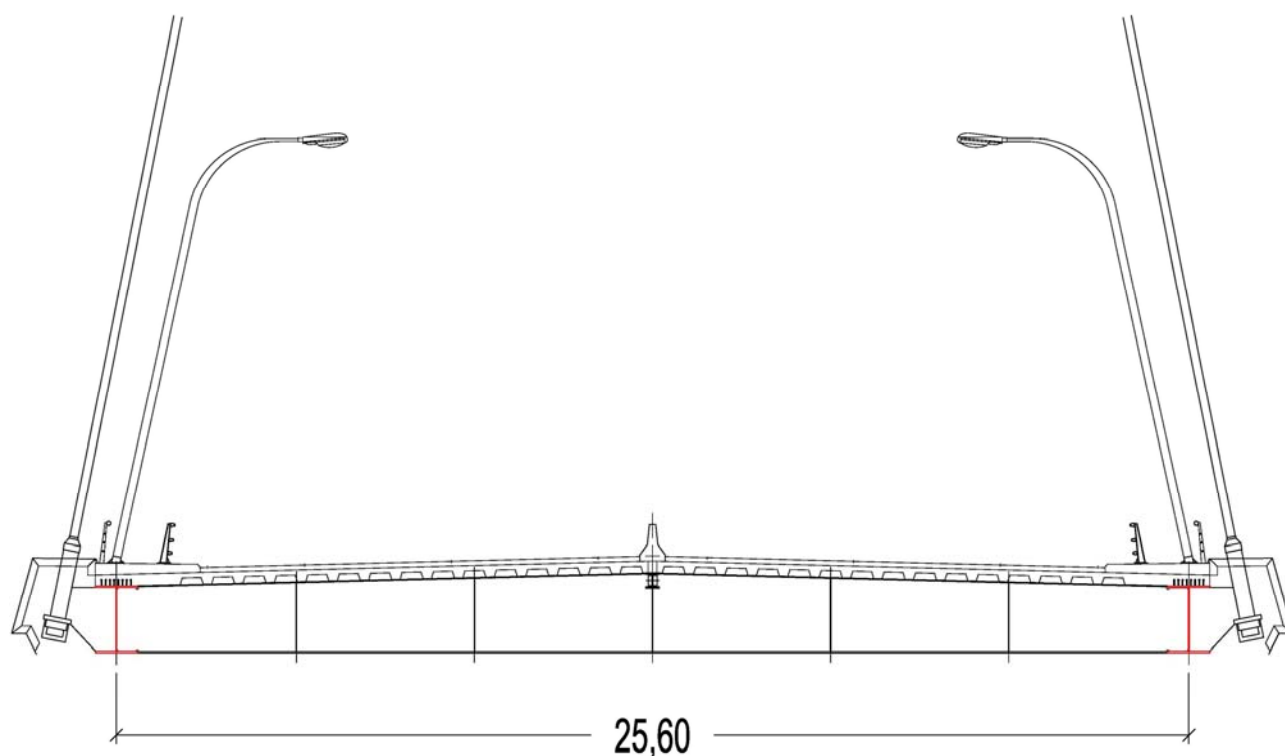


Fig.9. Sección transversal del tablero

Esta estructura metálica se construye íntegramente en taller en tramos no mayores de 20m para las vigas longitudinales. Las vigas transversales se construyen completas. Todas las estructuras montadas en taller van soldadas mientras que casi todas las uniones realizadas en obra son atornilladas, mediante tornillos de alta resistencia. Sólo algunas uniones de vigas longitudinales sobre la pila 3 (la que cierra el vano principal) se sueldan en obra debido a que el tamaño de las uniones atornilladas las haría prácticamente irrealizables por su interferencia con otros elementos del puente.

El acero utilizado es S355 en la mayor parte del tablero. En los puntos de mayor concentración de esfuerzos (a la altura del pilono y sobre las pilas) se utiliza acero S460 para las vigas longitudinales. Los espesores de chapa que se manejan son importantes hasta el punto de tener que utilizar doble chapa para las alas de las vigas longitudinales en algunos puntos. El espesor máximo alcanzado es de 140mm.

El punto más complejo de la estructura metálica del tablero ha resultado ser la materialización del anclaje de los cables. En efecto, en una solución de tablero con vigas de borde longitudinales y anclajes en estos bordes, la solución más sencilla suele consistir en sacar los anclajes por encima del tablero y conectarlos a una prolongación del alma de las vigas longitudinales. Pero en este caso había dos condiciones previas impuestas por la Administración que hacía

inviabile esta solución: los anclajes debían quedar ocultos por razones estéticas y los cables debían mantenerse a una distancia mínima de 1,25m respecto al prisma definido por el gálibo horizontal y vertical de las dos calzadas. Para anclar los cables contra una prolongación de las almas de las vigas longitudinales hubiera sido necesario aumentar inútilmente la anchura del puente en toda su longitud. Por ello se optó por la solución de anclar los cables contra unas estructuras metálicas que vuelan for fuera de las vigas longitudinales de borde y tapar dichos anclajes con la imposta.

La estructura de soporte del anclaje consiste en un tubo estructural que recibe la carga de la placa de anclaje y la transmite al tablero mediante una chapa soldada a una de las generatrices del tubo y al alma y alas de la viga longitudinal de borde (Fig. 10). Esta chapa se rigidiza con dos placas transversales que se sueldan también al tubo para transmitir al tablero las cargas transversales (fundamentalmente de viento) impuestas por el cable.

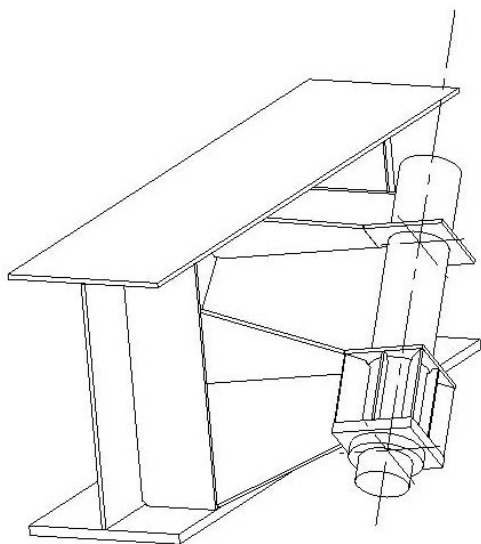


Fig.10. Perspectiva de un anclaje en el tablero

La gran concentración de esfuerzos que se produce sobre la pila 3 (momentos flectores negativos) junto con el aumento de anchura del tablero ha hecho que a esa altura se desdoblen las vigas de borde longitudinales como forma de mantener los espesores de chapa en valores razonables (Fig. 11).

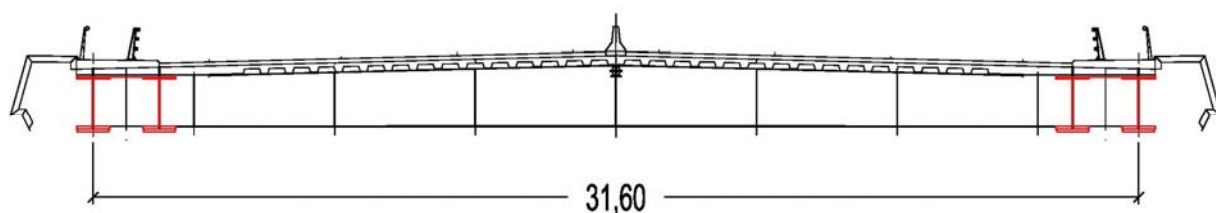


Fig.11. Sección transversal del tablero sobre la pila 3.

El tablero de hormigón está condicionado por varios factores. El más obvio es el peso, que tiene una repercusión inmediata en la sección de los tirantes. Por otra parte las cargas que definen los esfuerzos locales son especialmente importantes en la normativa británica: para una distancia entre vigas transversales de 5m, habría que considerar una sobrecarga uniforme de 32,66 kN/m² combinada con una sobrecarga concentrada de tipo cuchillo de 34,3 kN/m o, de forma alternativa, un camión de 4 ejes de 450 kN por eje (la carga de cada eje se reparte entre 4 ruedas separadas 1m entre sí y la distancia entre los dos primeros ejes es de 1,8m). Por lo tanto en un espacio de 3,5m de anchura (un carril) por 5m de longitud (distancia entre vigas transversales) la norma española colocaría, combinando sobrecarga uniforme y vehículo pesado, un total de 670 kN y la norma británica colocaría 692 kN en la hipótesis de sobrecarga uniforme más sobrecarga tipo cuchillo o 900 kN en la hipótesis del vehículo pesado. Además la norma británica exige que con estas cargas la anchura de fisura no supere 0,25mm en la cara superior y 0,15mm en la cara inferior del tablero de hormigón.

Finalmente hay que considerar los aspectos constructivos en relación con los costes y, sobre todo, con los plazos de construcción.

Todos estos factores nos llevaron a elegir una solución de losa nervada prefabricada de 0,28m de canto con un espesor medio de hormigón del orden de 0,20m. La anchura del puente se cubre con 2 losas de 12,20m mientras que la parte de losa situada encima de las vigas de borde es maciza y se hormigona in-situ (Fig. 12).

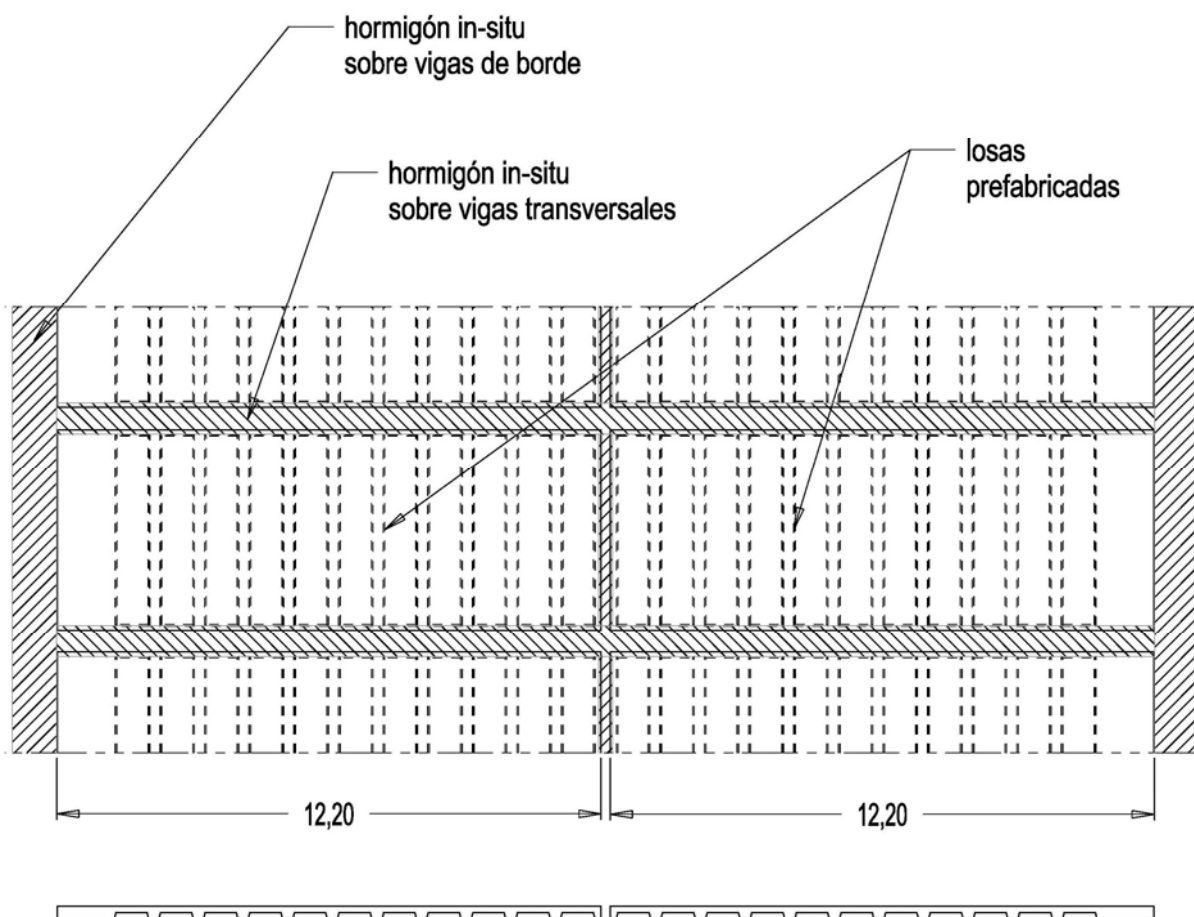


Fig.12. Losas prefabricadas (planta y sección).

El detalle más controvertido de esta solución ha resultado ser el de las juntas transversales, que se hormigonan in-situ sobre las vigas transversales. En estas juntas es necesario dar continuidad a las armaduras longitudinales superiores y para ello se pensó en una solución muy clásica consistente en terminar las armaduras de las dos losas enfrentadas mediante una patilla de forma que se solapan en la cara superior (aunque en una longitud inferior a la necesaria para asegurar la transmisión de cargas de unas a otras) y se cree un núcleo comprimido en la junta que asegura esta transmisión de esfuerzos (Fig. 13). Éste es un problema que se ha planteado anteriormente en otros puentes de tablero mixto como pueden ser, entre otros, el puente de Ting-Kau en Hong-Kong o el puente sobre el río Cooper en Charleston y se ha resuelto de forma similar.

Dado que esta solución no puede ser comprobada con las cláusulas de la norma británica ni en servicio ni en rotura, resultó necesario ensayar dos de estas juntas lo cual se llevó a cabo sobre sendas probetas que se sometieron a un estado de flexión en tres puntos, representativo del estado tensional en las juntas transversales del tablero. De estos ensayos se pudieron deducir conclusiones interesantes tanto para los estados límite últimos como de servicio. En rotura se demostró que la capacidad de carga de esta junta no es inferior a la de una sección de hormigón equivalente con armaduras continuas. En servicio se pudo comprobar que las secciones delicadas son las de interfase entre las losas prefabricadas y el hormigón in-situ ya que en ellas se concentra toda la deformación de tracción correspondiente a la losa in-situ. Aún así, los valores de anchura de fisura medidos para un estado de esfuerzos equivalente al estado límite

de servicio son inferiores al valor límite admitido por la norma británica, que es de 0,25mm. Las fotos de una probeta al final del ensayo demuestran dónde se concentra la fisuración en estas juntas.

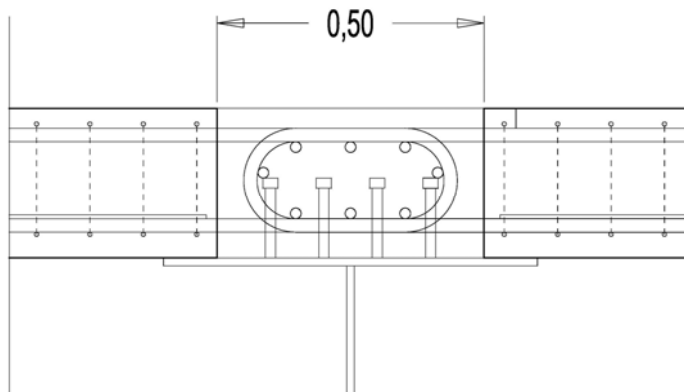


Fig.13. Losas prefabricadas: juntas transversales



Fig.14. Losas prefabricadas: situación al final del ensayo

Sobre la pila 3, debido a la importancia de los momentos negativos, resulta necesario aumentar la cuantía de la armadura longitudinal de las losas por lo que sustituyen las losas nervadas por losas de canto constante (0,28m) aligeradas.

Las exigencias en cuanto a los costes de mantenimiento del puente nos han llevado a disminuir lo más posible el número de juntas de dilatación del puente. Por ello se ha dispuesto una única junta de dilatación sobre el estribo 2 (el que corresponde a la orilla más escarpada) mientras que el estribo 1 es integral con el puente. Sin embargo, dado que las acciones de los tirantes tienden a definir un centro de la deformación axial cercano a la torre, el tablero se deja con libertad de movimiento longitudinal sobre el estribo 1 durante toda la construcción del puente sujetándolo de forma provisional contra la torre. Al final del proceso de tesado de los tirantes se hormigona la última fase del estribo 1 solidarizando tablero y estribo a partir de ese momento y se libera la restricción al movimiento longitudinal del tablero a la altura de la torre.

Los tirantes están formados por cordones galvanizados y recubiertos por una funda de polietileno rellena con cera. Estos cordones están a su vez protegidos por una segunda vaina de polietileno que engloba a todos los cordones de un mismo tirante. El número de cordones por tirante se ha mantenido relativamente bajo gracias a la ligereza del tablero mixto: este número está comprendido entre 25 y 48.

El comportamiento aerodinámico del puente se ha estudiado mediante ensayos en túnel de viento. Independientemente de los ensayos estáticos y dinámicos habituales en los que se demostró que el puente es estable frente al flameo y que las vibraciones debidas al desprendimiento de torbellinos son admisibles, se estudió especialmente la estabilidad del tráfico sobre la calzada, aspecto éste que preocupaba mucho a la Administración. También se estudió el efecto de cambio de condiciones de viento que se puede producir al pasar los vehículos por debajo de la torre y que podía ser más importante en este caso como consecuencia de la forma aerodinámica de las patas de la torre. Para evitar estos efectos se ha diseñado una barrera de densidad creciente en los alrededores de la torre que amortigua este efecto hasta llevarlo a niveles admisibles. Esta es una solución que se empleó hace años en el puente del Severn.

El puente se encuentra actualmente en construcción y está prevista su finalización (Fig. 15) para el año 2009.



Fig.15. Imagen fotorealista del puente terminado

5. Ficha técnica

Administración:	National Roads Administration (NRA)
Concesionaria:	CRG Waterford
Proyecto de la autovía:	ARUP, Carlos Fernández Casado S.L., Eptisa & PHMcCarthy
Construcción:	Dragados & Ascon
Proyecto del puente:	Carlos Fernández Casado S.L.
Supervisión:	Flint & Neill, Mott MacDonald Pettit
Taller metálico para el tablero:	Fairfield Mabey
Taller metálico para la torre:	Radley Engineering
Tirantes:	DMK
Cimentaciones:	Geocisa & Soletanche Bachy
Losas prefabricadas:	Banagher Concrete