

Puente atirantado Vali Asr en Shiraz (Irán).

Vali Asr cable-stayed bridge in Shiraz (Iran).

Miguel Ángel Astiz Suárez^{*, a}, Lucía Blanco Martín^b, Silvia Criado Catalina^c

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

^b Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S.L., lblanco@cfcsl.com

^c Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S.L. (actualmente en Sener, scriado@sener.es)

RESUMEN

El puente sobre la plaza de Vali Asr en Shiraz (Irán) es un puente atirantado con torre única y con un vano principal de 102 m. El elemento más destacado del puente es su torre inclinada que se atiranta al eje del vano principal y a dos macizos de anclaje traseros. El puente está sometido a importantes fuerzas sísmicas lo que ha obligado a empotrar el tablero, que es de hormigón pretensado, en todas las pilas.

ABSTRACT

The bridge across the Vali Asr square in Shiraz (Iran) is a cable stayed bridge with a single tower and with a 102 m long main span. The most characteristic element of the bridge is its leaning tower which is stayed to the main span and to a couple of back anchorage blocks. The bridge is designed to support very important seismic forces and this has been the reason to make the prestressed concrete deck solid with all the piers.

PALABRAS CLAVE: puente, atirantado, hormigón, pretensado, torre inclinada, seismo

KEYWORDS: bridge, cable-stayed, concrete, prestressed, inclined tower, seismic

1. Introducción

La ciudad de Shiraz es, con unos dos millones y medio de habitantes, la cuarta ciudad de Irán y la más importante del sur de este país. Es un importante centro económico (producción agrícola y química) y cultural. Fue además, durante unas décadas en el siglo XVIII la capital de Persia.

En el centro de esta ciudad se encuentra la plaza de Vali Asr, de dimensiones generosas (alrededor de 100 m de anchura y 300 m de longitud) y en la que confluyen un gran número de calles y avenidas además de un parque. Esta plaza estaba muy congestionada por el tráfico

por lo que la Municipalidad de Shiraz se propuso construir un puente sobre la plaza para salvar el principal eje de la ciudad, que corresponde a las avenidas Zand y Modarres, conectando la avenida Zeynabiyeh con la avenida Salman farsi.

El proyecto de dicha conexión fue encargado a la empresa iraní Ardām que llevó a cabo el proyecto de los accesos y recurrió a Carlos Fernández Casado S.L. para la realización del proyecto del puente principal, que se pretendía que fuera un puente icónico.

2. Planteamiento

La idea de partida en este proyecto era un puente atirantado con torre única e inclinada, razón por la cual se recurrió a Carlos Fernández Casado S.L. ya que contábamos con dos puentes de esta tipología: el puente Sancho el Mayor sobre el Ebro en Castejón, construido en el año 1978 [1], y el puente del Lerez en Pontevedra, construido en el año 1995 [2, 3].

Ambos puentes cruzan un río, uno es un puente de autopista y el otro es un puente urbano, mientras que en este caso se trataba de salvar una gran plaza en la cual se estaba construyendo una estación subterránea de metro que impedía cualquier apoyo intermedio en la plaza; ésta era la razón para pensar en un vano de unos 100 m. Nuestra primera idea fue un puente arco atirantado porque es una solución más simétrica respecto al eje principal de la ciudad y porque es una solución más respetuosa con el parque alledaño a la plaza. Sin embargo, la idea del puente atirantado con pila inclinada había sido ya adoptada por el cliente por lo que tuvimos que replantearnos este tipo de puente.

En este caso existen varios condicionantes importantes a considerar. El primero es, obviamente, el trazado. El puente es de ancho variable ya que por un extremo incorpora las rampas de acceso y de salida que hacen que la anchura total pase de 23.3 m a 37.9 m; además el trazado es curvo en sus dos extremos reduciendo el tramo recto a unos 50 m, que más o menos coinciden con la parte central de la plaza. El segundo es la importancia de las acciones sísmicas que puede perturbar las relaciones de equilibrio características de toda tipología de puente. Finalmente, no hay que olvidar que el puente se conecta por un extremo con un puente continuo de unos 600 m de longitud con el que hay que procurar una cierta continuidad formal.

El puente atirantado con torre única es, en principio, compatible con todos los

condicionantes mencionados. La torre se sitúa en el centro del parque por lo que no compite con ninguna edificación próxima. El sistema de atirantamiento espacial parece relativamente inmune a las acciones sísmicas y, junto con la inclinación de la torre, se adapta bien a las curvas del tronco principal y de las rampas. Asimismo, los macizos de anclaje necesarios en el sistema de atirantamiento espacial se alojan en la zona del parque delimitada por las dos rampas de acceso por lo que no hacen más que ocupar una zona previamente sustraída al parque por el proyecto de trazado. Finalmente la continuidad formal con los tramos de aproximación se consigue manteniendo la misma sección transversal en el tablero y, especialmente, el mismo canto; en este sentido la solución atirantada tiene la virtud de hacer posible el salto por encima de la plaza con un canto reducido.

3. Descripción del puente

3.1 Dimensiones generales y sistema de tirantes

El puente consta de 4 vanos de luces 36.5 + 101.4 + 39.4 + 32.0 m (Figura 1). Sólo el vano principal está atirantado a la torre inclinada, la cual se equilibra mediante dos conjuntos de cables traseros que se anclan en sendos contrapesos. Por lo tanto los tirantes traseros no tienen conexión directa con el tablero y, por ello, su única función consiste en equilibrar la torre. Los tirantes delanteros se desdoblan en dos planos paralelos con el fin de limitar el tamaño de los cables y de sus anclajes. La sección de los tirantes delanteros está comprendida entre 31 y 55 cordones de 150 mm². Los tirantes traseros se anclan en los contrapesos en un mismo plano levemente inclinado con lo que se consigue que formen dos superficies regladas asimilables a paraboloides hiperbólicos (Figura 2). Estos tirantes llevan entre 12 y 43 cordones.

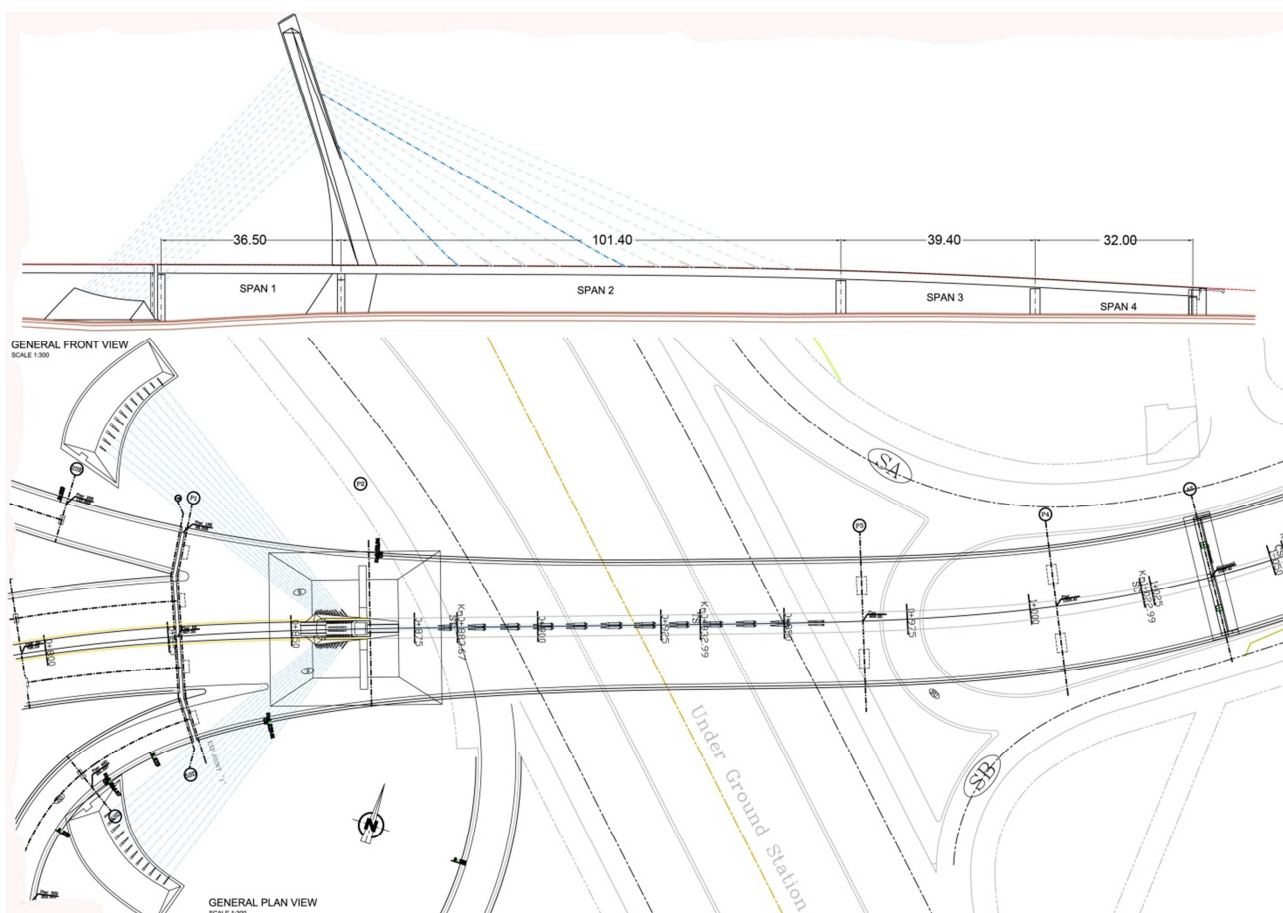


Figura 1. Planta y alzado del puente

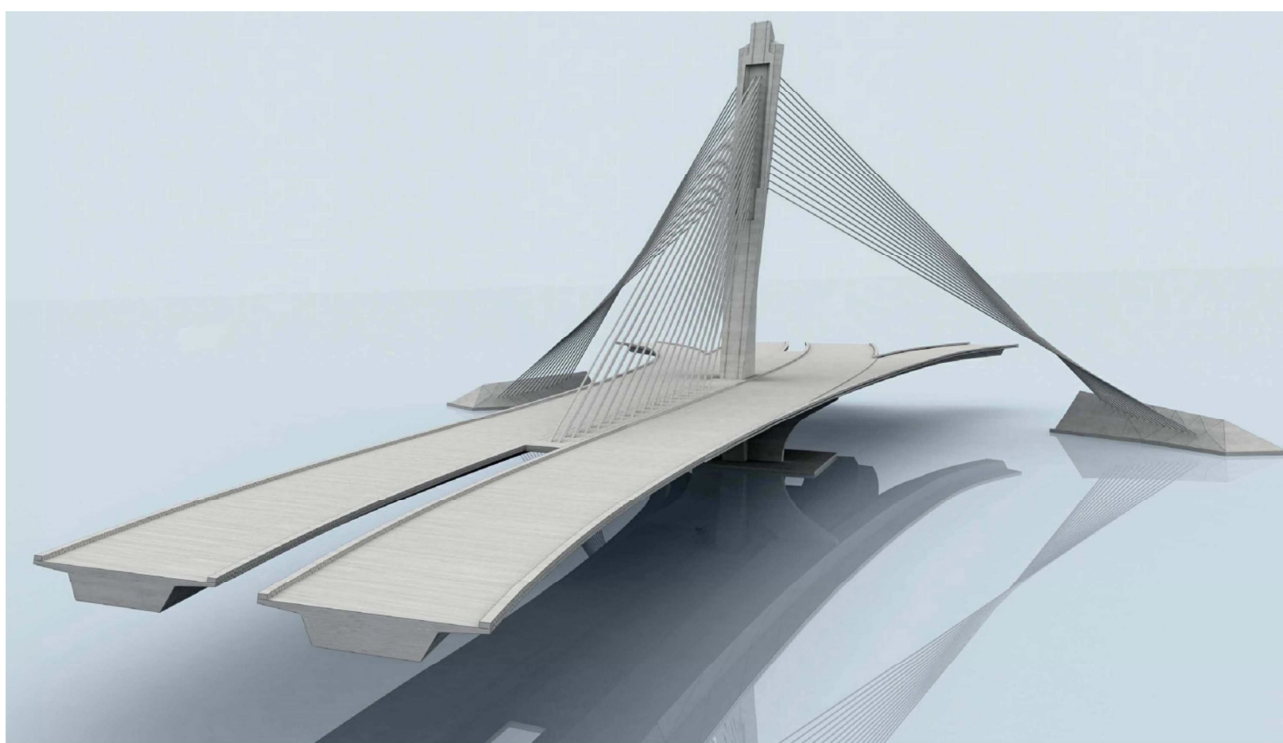


Figura 2. Perspectiva del puente

3.2 Tablero

El tablero viene en gran medida determinado por el puente de acceso. Éste es un puente continuo de hormigón pretensado con luces del orden de 30 m y con sección cajón de 1.70 m de canto; este puente es doble por llevar las dos calzadas separadas (Figura 3). En consecuencia, el tablero del puente atirantado se hace con el mismo diseño: tablero de tipo cajón de 1.70 m de canto. El canto es un poco escaso, pero se puede resolver con el atirantamiento.

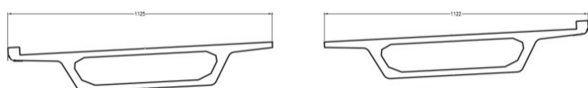


Figura 3. Sección de dos cajones separados

La principal dificultad reside en el tablero doble ya que el atirantamiento al centro exige conectar los dos tableros pero, por razones estéticas y de acceso a los anclajes de los tirantes, esta conexión se ha materializado mediante una losa superior rigidizada por diafragmas verticales (Figura 4). La componente vertical de la fuerza de los tirantes se absorbe en los diafragmas transversales que la transmiten a los cajones mientras que la componente horizontal se absorbe en la losa superior; un bloque de anclaje se encarga de transmitir estas fuerzas a los dos elementos mencionados (Figura 5). Los cajones resultantes se hacen de anchura variable para adaptarlos a las dos rampas que se conectan con ellos y a la variación de anchura total del puente mencionada anteriormente. La anchura de los vuelos se mantiene constante. En los vanos siguientes al vano principal se vuelven a separar los dos cajones ya que deja de ser necesaria la losa intermedia de conexión (Figura 2).

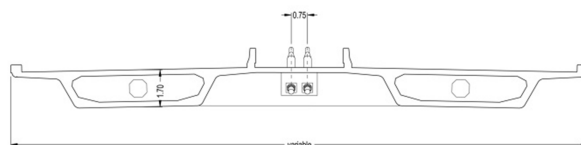


Figura 4. Sección de dos cajones unidos

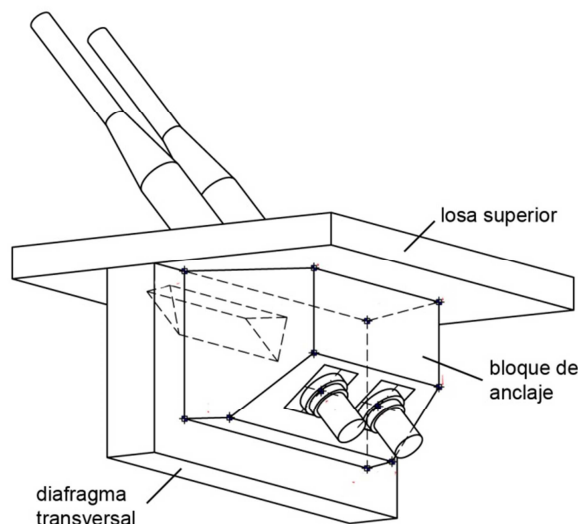


Figura 5. Bloque de anclaje de los tirantes delanteros

Esta solución es la mejor desde el punto de vista estético para la vista inferior del puente, pero supone una dificultad estructural importante. El vano principal está soportado por los tirantes, que se anclan a lo largo del eje del tablero, pero este sistema de atirantamiento no aporta ninguna rigidez a la torsión en un puente que llega a tener 37.9 m de anchura y uno de cuyos vanos supera los 100 m. Por ello, se hace necesario impedir el giro de los cajones en todos los apoyos, incluida la torre. Si, además, se tienen en cuenta los condicionantes sísmicos, la solución más eficaz consiste en empotrar el tablero en todas las pilas.

El tablero lleva un pretensado transversal que va por la losa superior y que sirve para contrarrestar la flexión negativa transversal producida por la componente vertical de la fuerza de los tirantes. Además, en las cercanías de la torre, se produce un importante efecto de

difusión de las fuerzas de reacción de compresión que ejerce la torre sobre el tablero. Esta difusión se recoge mediante la curvatura del pretensado transversal alrededor de la torre (Figura 6).

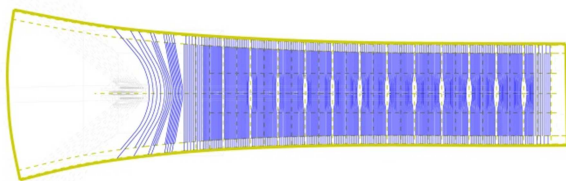


Figura 6. Pretensado transversal

3.3 Torre

La inclinación de la torre no sería estrictamente necesaria ya que las mismas condiciones de equilibrio se podrían conseguir con una torre vertical. Es indudable que la estética juega en este caso un papel importante. Pero, además, el quiebro del eje de la torre a nivel del tablero, necesario para absorber los axiles acumulados en éste, es más natural y menos radical cuando la torre se inclina hacia atrás que si la torre fuera vertical.

La superficie frontal de la torre es un plano inclinado pero, dado que su canto es variable, el eje de la torre es en realidad curvo y esa curvatura se incrementa de forma natural al nivel del tablero. En la Figura 7 se ha representado un alzado del eje de la torre y, simultáneamente, la línea de presiones en el estado de carga permanente. Se aprecia cómo la línea de presiones va siguiendo de forma bastante aproximada el perfil de la torre lo que indica que los momentos flectores son reducidos. En cierto modo, la forma de la torre es cercana a la óptima, algo así como un antifunicular de las cargas. Para ello ha sido necesario hacer algunas iteraciones con la forma de la torre y, por supuesto, jugar con la carga de los tirantes traseros, que se puede fijar con mayor libertad que en un puente atirantado clásico en el que los tirantes traseros se anclan en el vano lateral y es necesario ajustar la ley de momentos flectores en dicho vano.

La sección transversal de la torre viene condicionada por una serie de factores, algunos de los cuales pueden llegar a ser contradictorios.

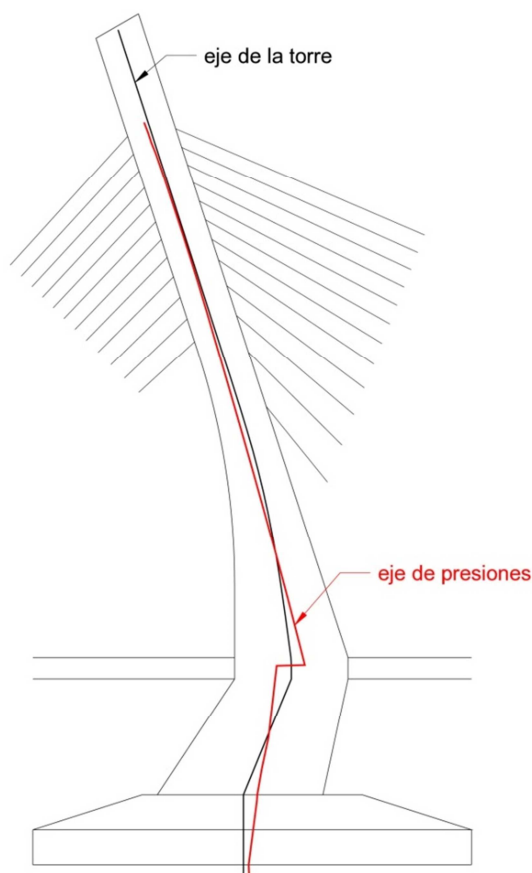


Figura 7. Línea de presiones en la torre para carga permanente

En primer lugar su anchura transversal al nivel del tablero debe ser mínima para reducir en lo posible la anchura de la mediana y, por lo tanto, la anchura total del puente. Esta anchura mínima es 2.70 m y, para compensar la reducción transversal, la dimensión longitudinal se incrementa hasta 9.00 m. Por debajo de esta sección la torre se mantiene con la misma anchura pero se sigue alargando en dirección longitudinal hasta 13.10 m en la base ya que el empuje horizontal del tablero aumenta los momentos de eje transversal como se puede apreciar por la mayor separación de la línea de presiones respecto al eje de la torre en la Figura 7.

Por encima del tablero la dimensión longitudinal se va reduciendo al tiempo que aumenta la dimensión transversal para poder

acomodar los anclajes de los tirantes. Estos se localizan en sendos huecos verticales para tratar de ocultarlos y protegerlos en lo posible.

Finalmente, el último elemento relevante de la torre es el muro transversal inferior que cumple una doble función: sirve para coartar los movimientos de torsión del tablero, que se empotra en él, y, además, proporciona estabilidad lateral a la torre frente a las solicitaciones sísmicas. Para aligerar este muro se ha dejado abierto en el centro y se le ha dado sección variable, mínima en la base. Debido a esta forma, se ha hecho necesario disponer un pretensado transversal en cabeza de este muro.

La complicada geometría resultante se puede observar en la perspectiva que se ha representado en la Figura 8.

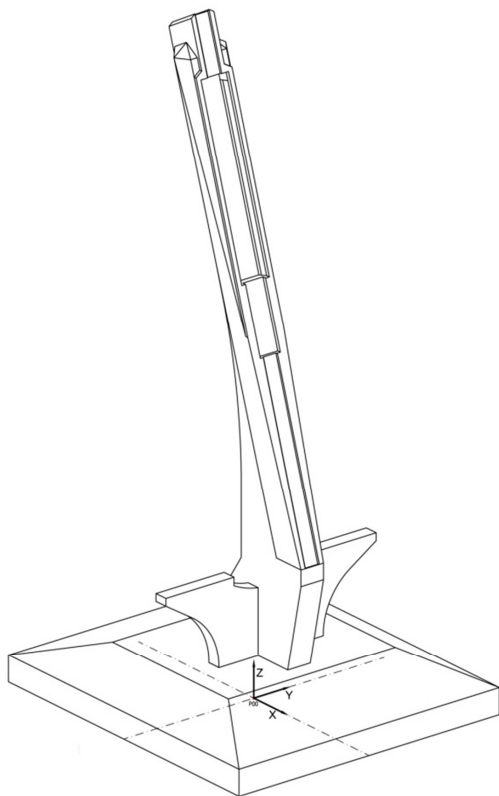


Figura 8. Perspectiva delantera de la torre

3.4 Contrapesos y vigas de atado

El esquema estático del puente no es auto-equilibrado ya que los tirantes traseros se anclan en contrapesos independientes del tablero. Por ello, y para evitar que tanto las

cimentaciones de la torre como las de los contrapesos tengan que soportar acciones horizontales importantes, se hace necesario cerrar el polígono de fuerzas conectando las tres cimentaciones entre sí.

Esto se hace mediante unas vigas de atado que unen la base de los contrapesos al encepado de la torre y los contrapesos. Dadas las grandes dimensiones del mencionado encepado y de los contrapesos, estas vigas de atado se hacen dobles para evitar movimientos de giro de eje vertical (Figura 9). Para asegurar la estabilidad del conjunto ante posibles asientos diferenciales o ante movimientos sísmicos, las vigas de atado van pilotadas, al igual que todas las cimentaciones del puente.

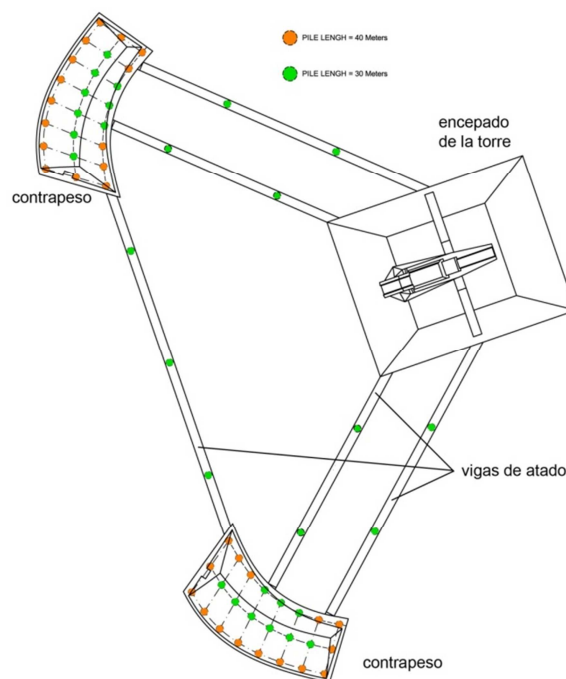


Figura 9. Vigas de atado

Los contrapesos tienen una sección triangular hueca con una directriz curva y llevan un doble pretensado: el que es continuación de los tirantes traseros y sirve para transmitir su carga al encepado, y un pretensado horizontal que compensa las tracciones horizontales transversales que generan los tirantes traseros a la altura del encepado (Figura 10). Los anclajes de los tirantes se alojan en la cámara interior lo que facilita su inspección y mantenimiento.

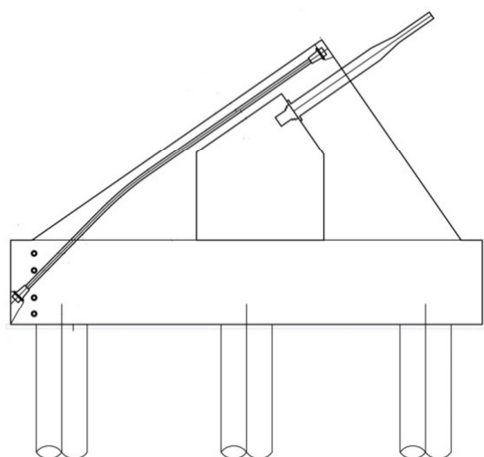


Figura 10. Sección transversal de los contrapesos

3.5 Pilas

Las pilas son de sección rectangular constante y se dispone una por cada cajón, compartiendo las dos pilas gemelas el encepado (Figura 11). En obra se modificó ligeramente el diseño al agregarles un pequeño capitel ficticio para armonizarlas con las pilas de los vanos de aproximación.

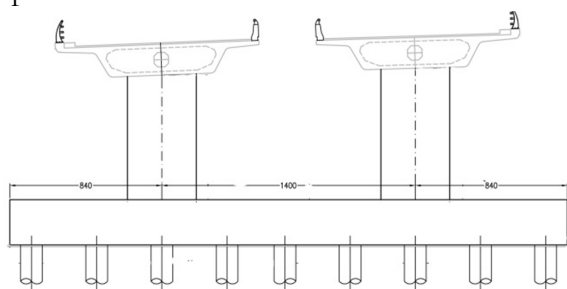


Figura 11. Alzado de las pilas

3.6 Cimentaciones

Por debajo de una capa de relleno de 2 m de espesor, el terreno es fundamentalmente arcilloso con algunas intercalaciones de gravas y arenas y con una rigidez importante y creciente con la profundidad. En estas condiciones las cimentaciones son todas pilotadas con pilotes perforados de 1.20 m de diámetro y hasta 40 m de longitud que trabajan fundamentalmente por fuste. Por ello, tienen una importante resistencia a la tracción que es aprovechada en los contrapesos para compensar en parte las

acciones de los tirantes traseros y las sísmicas verticales.

3.7 Unión con el estribo

Aunque, como ya se ha dicho, el tablero se empotra en todas las pilas y en la torre, en el estribo se generan reacciones muy importantes tanto en dirección transversal como en dirección vertical, en ambos casos debidas a las acciones sísmicas. La transmisión de las dos reacciones se realiza a través de dos machones (uno por cajón) que se introducen en el muro frontal del estribo y cuyo movimiento transversal y vertical se ve impedido por apoyos de neopreno-teflon guiados (Figura 12). La transmisión de las fuerzas verticales se realiza mediante cuatro apoyos de neopreno, dos por cajón situados a cada lado del machón.

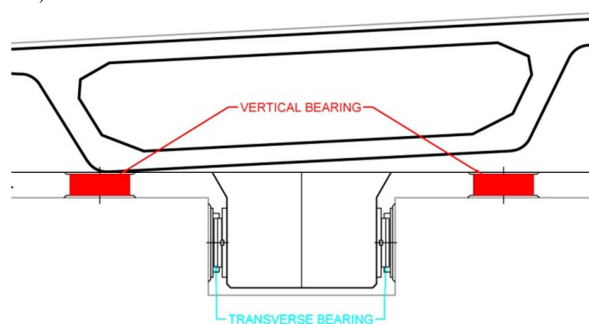


Figura 12. Conexión entre un cajón y el estribo

4. Cálculo

Para el cálculo general del puente se utilizó un modelo de barras tradicional cuya perspectiva se representa en la Figura 13. En este modelo se utilizó una única fila de barras para cada cajón lo cual supuso una pequeña complicación en el vano trasero ya que ahí se unen los cajones procedentes de los vanos de aproximación y los de las rampas de acceso. Para poder evaluar rigurosamente las acciones sísmicas, el modelo se completó con el modelo de los vanos de aproximación y las rampas a pesar de que la interacción entre estos y el puente atirantado es mínima.

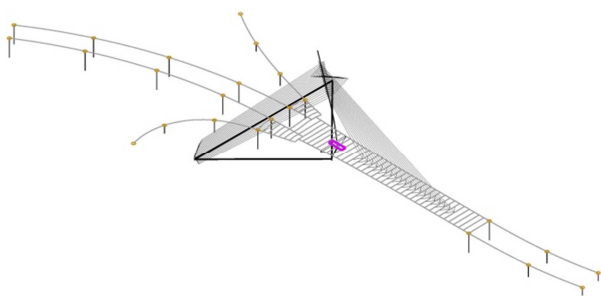


Figura 13. Modelo general de cálculo

La comprobación se realizó de acuerdo con la norma AASHTO [5] aunque, además de las cargas de esta norma, hubo que considerar las cargas de la norma iraní [6] que incluyen una carga distribuida de 5 kN/m^2 (con un coeficiente reductor en función de los carriles cargados) combinada con un camión de 400 kN; la carga puntual es de 80 kN; además es necesario considerar el peso de vehículos militares: un tanque de 700 kN y un vehículo de transporte de 900 kN. La comprobación de los tirantes se hizo según las recomendaciones del PTI [7].

Los aspectos menos convencionales del cálculo de este puente tienen que ver con la comprobación de algunos elementos más comprometidos, como la torre, o de comportamiento más difícil de prever como la interacción de torre y tablero y, sobre todo, la comprobación de los efectos del sismo.

Las dimensiones de la torre se han ajustado lo más posible teniendo en cuenta que sobre ella confluyen 4 familias de tirantes. Esto implica estudiar la sección transversal mediante varios métodos alternativos. Así, por ejemplo, la Figura 14 muestra el esquema de bielas y tirantes y la Figura 15 muestra la distribución de tensiones producida por la aplicación de las cargas de los tirantes; este segundo estudio, que se lleva a cabo sobre modelos de elementos finitos, es necesario ya que las cargas se aplican sobre elementos de la sección con dimensiones muy limitadas y estos modelos permiten detectar zonas con tensiones excesivas. A partir de estos estudios se pudo definir el pretensado

transversal de la torre, que se llevó a cabo mediante barras (Figura 16).

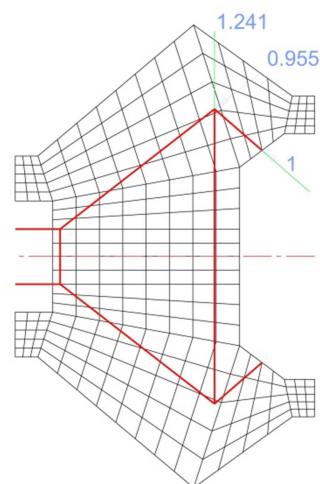


Figura 14. Esquema de bielas y tirantes para una sección transversal de la torre

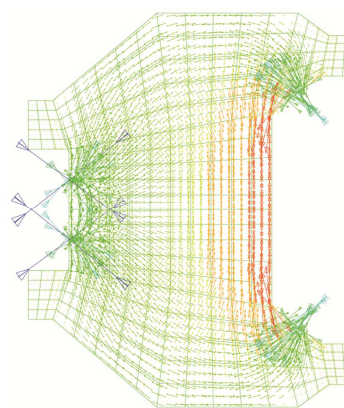


Figura 15. Sección de la torre bajo la acción de las cargas de los tirantes

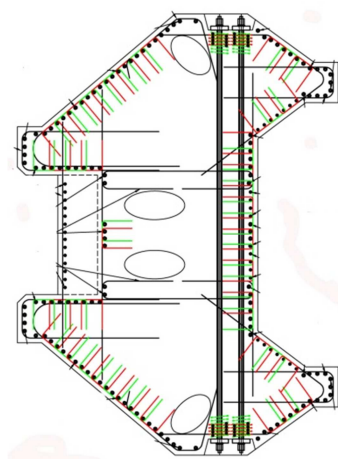


Figura 16. Pretensado transversal en la torre

Otro detalle importante es la forma en que se transmiten las cargas de compresión axial del tablero a la torre. En este caso se utilizó un modelo de elementos finitos plano,

que representa a la losa superior del tablero y la distribución de tensiones principales que se muestra en la Figura 17 permite intuir la razón por la que se dispuso el pretensado transversal curvo que se ha mostrado en la Figura 6.

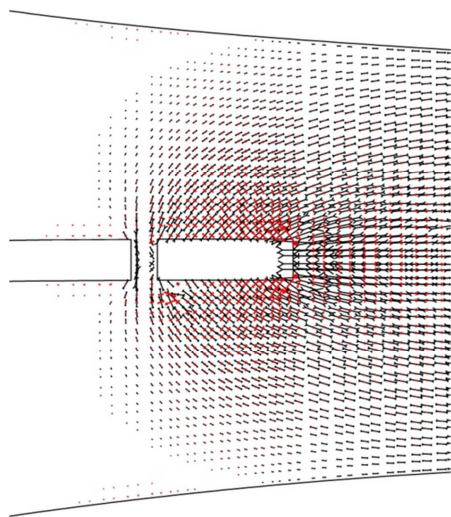


Figura 17. Distribución de tensiones en la losa superior del tablero alrededor de la torre

A pesar de que el esquema estático del puente es una estructura completa, casi independientemente del terreno, las acciones sísmicas, con una aceleración básica de 0.30g, que se multiplica por 1.5 para considerar un período de retorno de 2500 años, han condicionado fuertemente el proyecto. El análisis se ha realizado por el método multimodal espectral con los espectros de la norma iraní pero, simultáneamente, se ha hecho un estudio paso a paso en el tiempo a partir de un conjunto de 7 acelerogramas triples (para las tres direcciones) que fueron proporcionados por el cliente. En cada sección y para cada acelerograma se calculan los esfuerzos envolventes; posteriormente se obtienen los valores medios correspondientes a los 7 acelerogramas y se comparan con los valores resultantes del cálculo modal espectral tomándose en cada caso el valor más desfavorable. La Figura 18 muestra los espectros de respuesta medios de estos acelerogramas con algún pico cercano a 1.8g.

El coeficiente de comportamiento postulado es $R=1.5$ y en esta situación no se admite fisuración en el hormigón pretensado ni plastificación de ninguna armadura pasiva. La única concesión que se hace a un posible comportamiento no lineal del puente consiste en permitir un comportamiento de los pilotes a esfuerzo axial elástico perfectamente plástico, lo cual no ha tenido una incidencia relevante en los resultados.

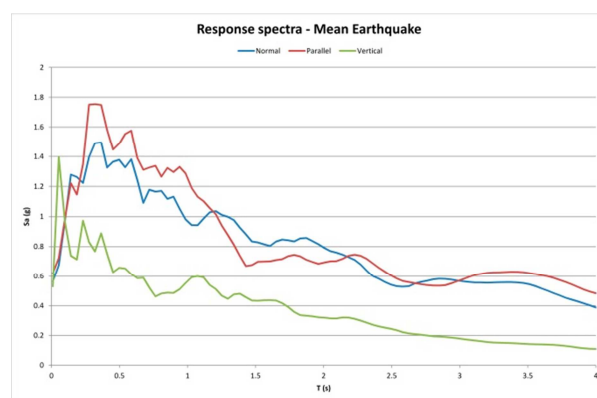


Figura 18. Espectros de respuesta medios de los acelerogramas de cálculo

5. Construcción

Aunque inicialmente se planteó la construcción por voladizos sucesivos para no interferir con la construcción de la estación subterránea de metro, finalmente se decidió que la construcción del tablero se haría sobre cimbra cuajada, que por otra parte es el método usado generalmente en la mayor parte de los puentes continuos en Irán, aunque estos tengan una altura importante.

Por ello, los tirantes sólo se instalaron al final del proceso de construcción y con el tablero reposando sobre la cimbra. El diseño del proceso de tesado se llevó a cabo a partir de suponer una cierta flexibilidad a la cimbra y el control del tesado se hizo por alargamiento más que por fuerza. Los tirantes son de Freyssinet.

El proyecto del puente comenzó en el año 2011 y la construcción se terminó en 2017 a causa de los problemas políticos y

económicos que ha sufrido ese país. La figura 19 muestra una foto aérea del puente durante la construcción y la Figura 20 muestra una foto del puente terminado en la que se ve cómo la

torre del puente se ha convertido en un icono que sobresale por encima de los edificios de la ciudad.



Figura 19. Foto del puente durante la construcción



Figura 20. Foto del puente terminado

Referencias

[1] Fernández Casado C., Manterola Armisen J. & Fernández Troyano L., “ Puente atirantado sobre el río Ebro cerca de Castejón para la autopista de Navarra”, Hormigón y Acero, nº 130, pp. 360-369, 1979

[2] Carlos Fernández Casado S.L., “The bridge over the river Lérez at Pontevedra, Spain”, L'industria italiana del Cemento, nº 725, pp. 712-731, 1997

[3] Fernández Troyano L., “El proyecto del puente sobre el río Lérez en Pontevedra”, Revista de Obras Públicas, nº 3378, pp. 73-81, 1998

[4] Fernández Troyano L., Manterola Armisen J. & Astiz Suárez M.A., “ The inclined towers of the Ebro and Lérez bridges”, Structural Engineering International, vol. 8, nº 4, pp. 258-260, 1998

[5] AASHTO, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, Fifth Edition with Interims through 2010

[6] Iran Bridge Loads Specifications (Publication No.139), 1379

[7] Post-Tensioning Institute, “Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation”, 5th Edition, 2007