

El viaducto de Sabiñánigo en la autovía A-23. Concepción, Proyecto y construcción

The Sabiñánigo viaduct on the A-23 highway. Conception, project and erection

Miguel Ortega Cornejo^a, Fernando Ruano Parra^b, Jokin Ugarte González^c, Alberto
Suz Maroto^d, Jesús Martín Suárez^e, Juan Luis Mansilla Domínguez^f, David Alcáñiz
Jiménez^g

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Director General. miguel.ortega@tylin.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Director de Departamento de Puentes. fernando.ruano@tylin.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos Senior. jokin.ugarte@tylin.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos. alberto.suz@tylin.com

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Director de la División de Inspección, Mantenimiento y Asistencias Técnicas.
jesus.martin@tylin.com

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos Senior. juanluis.mansilla@tylin.com

^g Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos. david.alcaniz@tylin.com

RESUMEN

El Viaducto de Sabiñánigo sobre los ríos Gállego y Aurín en la autovía A-23 es una estructura de 933.70 m de longitud y anchura de 25.10 m, con luces de 9x90+74+49.7. El tablero es un cajón de hormigón pretensado con grandes voladizos laterales soportados por puntales prefabricados, y canto variable de 3.20 m en la zona de centro de vano ($L/28.1$) a 5.50 m en la sección de apoyos ($L/16.4$). Destaca por su vano tipo de 90 m de luz cuyo cajón se ejecuta mediante autocimbra, lo que supone un récord del mundo (compartido con un viaducto de la línea férrea Ankara-Estambul, pero con mayor peso que éste). Los voladizos se ejecutan en segunda fase mediante carro de alas.

ABSTRACT

The Sabiñánigo Viaduct over the Gállego and the Aurín rivers on the A-23 highway is a structure 933.70 m long and 25.10 m wide, with spans of 9x90+74+49.7. The deck is a prestressed concrete box girder with large lateral cantilevers supported by prefabricated struts, and a variable depth from 3.20 m in the centre of the span ($L/28.1$) to 5.50 m in the support section ($L/16.4$). It is notable for its 90-metre typical span, whose box girder is executed by means of a movable-scaffolding-system (MSS), which represents a world record (shared with a viaduct on the Ankara-Istanbul railway line, but with a greater weight than the latter). The cantilevers are built in a second phase by means of a wing traveler.

PALABRAS CLAVE: Construcción evolutiva, autocimbra, carro de alas, hormigón pretensado.

KEYWORDS: Evolutionary construction, movable-scaffolding-system, wing traveler, prestressed concrete.

1. Introducción

El viaducto de Sabiñánigo sobre los ríos Gállego y Aurín es la estructura principal del tramo Sabiñánigo Este-Sabiñánigo Oeste de la autovía A23. El tramo fue adjudicado a la UTE formada por Rover Infraestructuras y Aldesa Construcciones en septiembre de 2019. La UTE contrató a TYLin (entonces IDEAM) para desempeñar labores de asesoramiento técnico, encargándole la redacción de un Proyecto Constructivo Modificado a comienzos del año 2020. La redacción del proyecto se realizó a lo largo de los meses centrales de 2020. En el año

2021 la UTE contrató al Grupo Tecozam para el suministro de los medios auxiliares para la ejecución del viaducto (cimbra autolanzable y carro de alas), momento en el que TYLin adaptó el proyecto modificado a las necesidades de los medios auxiliares finalmente elegidos. La construcción del viaducto se comenzó en 2022 y quedará completamente concluido antes del inicio del verano de 2025. TYLin ha desarrollado labores de asistencia técnica a la UTE durante todo el proceso de construcción.



Figura 1. Visión inferior del viaducto con una vista en escorzo desde la pila P2

2. Concepción del viaducto

2.1 Condicionantes principales

El viaducto viene muy marcado por la orografía de la zona. La autovía avanza en las inmediaciones de Sabiñánigo por una meseta

elevada unos 60 m sobre el pueblo, que cae abruptamente por una escarpada ladera formada por la erosión del río Gállego hasta la cota del río (Fig. 2). Una vez superado el río Gállego, el terreno situado entre éste y su afluente el río Aurín es prácticamente plano. La autovía va perdiendo cota desde la meseta superior

llegando a la cota del terreno inferior inmediatamente después de superar el río Aurín.

Por lo tanto, el viaducto debía tener la longitud suficiente para, partiendo desde la ladera adyacente al río Gállego, superar tanto este río como su afluente, configurando un puente de unos 900 m de longitud total y altura variable de entre 60 y 10 m sobre el terreno.

Además de su longitud, el condicionante principal para el encaje del viaducto era la ladera adyacente al río Gállego y el propio río, ya que entre ambos sumaban una longitud de unos 90 m en la que resultaba imposible disponer ninguna pila, obligando a que el primer vano tuviera 90 m de luz.

En cuanto al proceso constructivo, dada la longitud del puente era interesante utilizar medios que pudieran realizar una ejecución vano a vano, como el izado de vanos completos con grúas o la construcción mediante cimbra autolanzable, e intentar limitar en la medida de lo posible procesos menos eficientes y con peores rendimientos como el avance en voladizos sucesivos. Medios auxiliares como la cimbra cuajada o la cimbra porticada quedarían restringidos a las zonas más bajas del viaducto, por lo que su uso combinado con otros medios como la cimbra autolanzable, donde el coste de implantación tiene un peso muy elevado del total, no presentaba ventajas suficientes y se desecharon desde un principio.

Otro condicionante importante lo constituía la configuración de la plataforma que debía soportar el puente, con 2 carriles de 3.50 m, 2 arcones, uno lateral de 2.50 m y otro central de 1 m, y una berma de 1 m por cada sentido de circulación, configurando una plataforma de 25.1 m de anchura para cualquiera de las alternativas. La doble curvatura en planta que presenta el viaducto fue una complejidad añadida, pero no condicionó la solución.

2.2 Estudio de alternativas

El estudio de alternativas valoró 3 alternativas principales. Una primera solución mediante

cajón monocelular mixto y jabalcones metálicos laterales similar a la desarrollada por IDEAM en el cercano Viaducto de Sigüés en la misma autovía [1], con unas condiciones muy similares. Una segunda solución mediante cajón monocelular de hormigón pretensado basada en la utilización de una doble solución constructiva: cimbra autolanzable convencional con vanos tipo de 64 m para la ejecución de la zona del viaducto situada entre los ríos Gállego y Aurín y avance por voladizos sucesivos para ejecutar los vanos 1 y 2 de hasta 90 m para salvar el río Gállego. Y una tercera alternativa mediante cajón monocelular de hormigón pretensado basada en la utilización de una cimbra autolanzable especial como único medio constructivo, ejecutando vanos tipo de 90 m.

Tras analizar las ventajas y los inconvenientes de cada una de las 3 alternativas planteadas, fue rápidamente patente que la solución de hormigón pretensado ejecutada con vanos tipo de 90 m mediante cimbra autolanzable (alternativa 3) era la que técnica y económicamente planteaba más ventajas: empleaba un único medio auxiliar durante toda la construcción, reduciendo mucho el coste y el plazo de utilizar varios procesos distintos para la ejecución de un único viaducto, la ejecución mediante cimbra autolanzable permitía rendimientos muy competitivos para la ejecución vano a vano, y la gran longitud del viaducto permitía amortizar la inversión que suponía la utilización de un medio auxiliar récord del mundo.

2.3 Descripción de la solución de hormigón pretensado mediante cimbra autolanzable con vanos tipo de 90 m

En el momento de realización del estudio de alternativas, la tecnología de las cimbras autolanzables estaba llegando al punto de poder ejecutar vanos de 90 m [2]. El equipo redactor del proyecto modificado había participado en la elaboración del proyecto de los viaductos de

acceso del Nuevo Puente Pumarejo [3], donde se utilizó una gran cimbra autolanzable para la ejecución del cajón central de 16 m de ancho en vanos tipo de 70 m y 38 tn/m. Por otro lado, el fabricante de cimbras autolanzables BERD acababa de ejecutar hacia poco uno de los viaductos del tramo de ferrocarril Ankara-Estambul con vanos tipo de 90 m y un peso de tablero 32 tn/m [4].

Tras la consulta con varias casas suministradoras de cimbras autolanzables, se decidió junto con la UTE desarrollar la tercera alternativa basada en la utilización exclusiva de una cimbra autolanzable para la ejecución de la totalidad de la longitud del viaducto, utilizando una sección cajón monocelular de hormigón pretensado. Dado que la autocimbra vendría condicionada por el vano 1 de 90 m, resultaba ventajoso plantear la homogenización de la luz de todos los vanos a esta dimensión, reduciendo ostensiblemente el número de pilas y cimentaciones a ejecutar. Así, esta alternativa planteó el encaje del viaducto con 11 vanos de luces de $9 \times 90 + 74 + 49.7$. La cimbra autolanzable debería ejecutar el cajón central de 11 m de ancho y 32 tn/m avanzando desde PK+ hacia PK-, lo que igualaba el récord mundial de vano

de mayor luz ejecutado mediante cimbra autolanzable [4], mientras que las alas se ejecutarían por un carro de alas avanzando 2-3 vanos por detrás. Los 2 vanos extremos de PK+ de 74 y 49.7 m permitían el encaje adecuado de las pilas respecto al río Aurín, realizando una transición compensada desde los 90 m tipo hasta el estribo E2.

Para conseguir una luz tipo de 90 m fue necesario optimizar al máximo los pesos del viaducto, planteándose un viaducto de canto variable, con 50 m centrales de canto constante e igual a 3.20 m y una variación parabólica del canto en los 20 m adyacentes hacia cada lado de las pilas hasta alcanzar los 5.50 m de canto máximo. Esta configuración permitía, pese al aumento del canto en torno a la zona de pila, la utilización de una gran zona central de canto constante en el centro de cada vano. Así se conseguía homogenizar los encofrados y simplificar los procesos de ejecución mediante cimbra autolanzable. Una configuración similar ya fue planteada unos años antes por el equipo redactor del proyecto modificado en el Viaducto de AV sobre el río Deba [5], con un vano máximo de 80 m, el mayor de España ejecutado con autocimbra hasta la fecha.

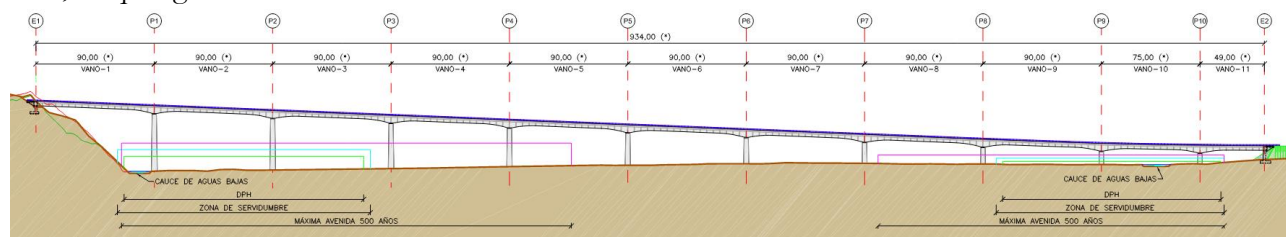


Figura 2. Alzado del Viaducto de Sabiñánigo ejecutado mediante cimbra autolanzable con vanos tipo de 90 m

3. Diseño del tablero

3.1 Sección transversal y variación longitudinal del canto

Como se ha indicado anteriormente, para el Viaducto de Sabiñánigo sobre los ríos Gállego y Aurín se eligió una sección cajón monocelular de hormigón pretensado, de 9 m de ancho superior

y 8 m de ancho inferior, con almas ligeramente inclinadas para favorecer su desencofrado y de espesor mínimo de 60 cm que se recrecían a 70 cm en los 10 m adyacentes a cada pila. La losa superior entre almas presentaba un espesor de 30 cm, que se recrecía hasta los 60 cm sobre las almas mediante cartabones de 1.50 m de ancho (Fig. 3). La losa inferior también se planteó con un espesor constante de 30 cm, con cartabones de 1 m de ancho, donde llegaba a los 65 cm de

espesor. En los 20 m adyacentes a cada pila, el espesor de la losa inferior se aumentaba linealmente hasta los 80 cm. La losa superior exterior a las almas se diseñó de tan solo 25 cm de espesor lo que se consiguió evitando la migración hacia el exterior de los cables de pretensado parabólicos. Para soportar los 8 m largos de voladizo, la losa superior se apoyaba en una viga de borde soportada por puntales

prefabricados cada 5 m que introducían el peso del voladizo directamente a la confluencia entre las almas y la losa inferior. La losa superior se diseñó armada, evitando la disposición de cables de pretensado transversales que hubieran interferido con los cables de pretensado longitudinales, y que suponen un proceso adicional en la ejecución de las alas que hubiera complicado y retrasado su ritmo de producción.

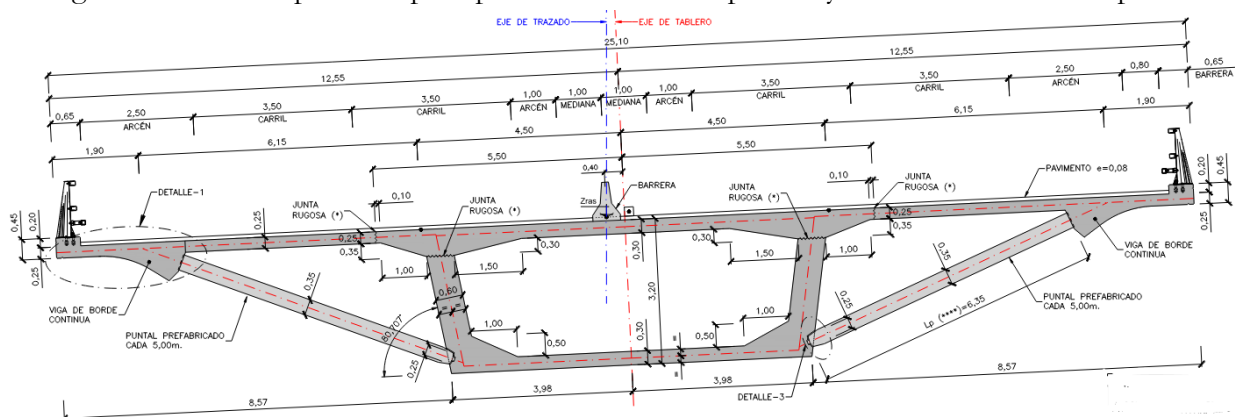


Figura 3. Sección transversal por centro de vano

La sección se planteó con un canto en centro de vano de 3.20 m ($L/28.1$). Este canto se mantenía constante en los 50 m centrales de cada vano, permitiendo la repetición de patrones de armado, de módulos de montaje y de los encofrados de la cimbra autolanzable, consiguiendo una ejecución lo más industrializada posible. En los 20 m adyacentes a cada pila, el canto se aumentaba parabólicamente hasta los 5.50 m ($L/16.4$). En esta zona los puntales prefabricados variaban su longitud e inclinación para llegar siempre a la intersección del alma con la losa inferior, evitando así que en la zona de canto variable los puntales intersecten a media altura del alma y evitando la eventual disposición de elementos de arriostramiento transversales intermedios que pudieran comprometer o complicar el acceso interior al cajón. Por lo tanto, con la variación del canto los puntales creaban una superficie alabeada (Fig. 1) que otorga una sensación dinámica a su vista inferior, a la par que conseguía un desempeño estructural óptimo.

3.2 Pretensado longitudinal

En los vanos tipo se diseñaron 2 familias principales de pretensado. La primera familia estaba constituida por 10 cables parabólicos de 31 $\varnothing 0.6''$ por alma agrupados por parejas. En las zonas de centro de vano y de pila, se diseñó una migración en planta de 2 de las 5 familias de cables parabólicos para maximizar la excentricidad del pretensado (Fig. 4).

Además de esta familia principal, sobre pila se disponían 6 cables de refuerzo a negativos de 27 $\varnothing 0.6''$ rectos, que discurrían exclusivamente por la losa superior agrupados también por parejas. La primera pareja tenía una longitud de 25 m a cada lado de la pila, mientras que las otras dos se diseñaron de tan solo 15 m a cada lado de la pila. Gracias al cuidado diseño del trazado de los cables parabólicos, en las zonas de centro de vano pudo evitarse la disposición de una tercera familia de refuerzo a positivos que discurriera por la losa inferior, que sólo fue necesaria en el vano 1 debido a su fuerte descompensación con el vano adyacente.

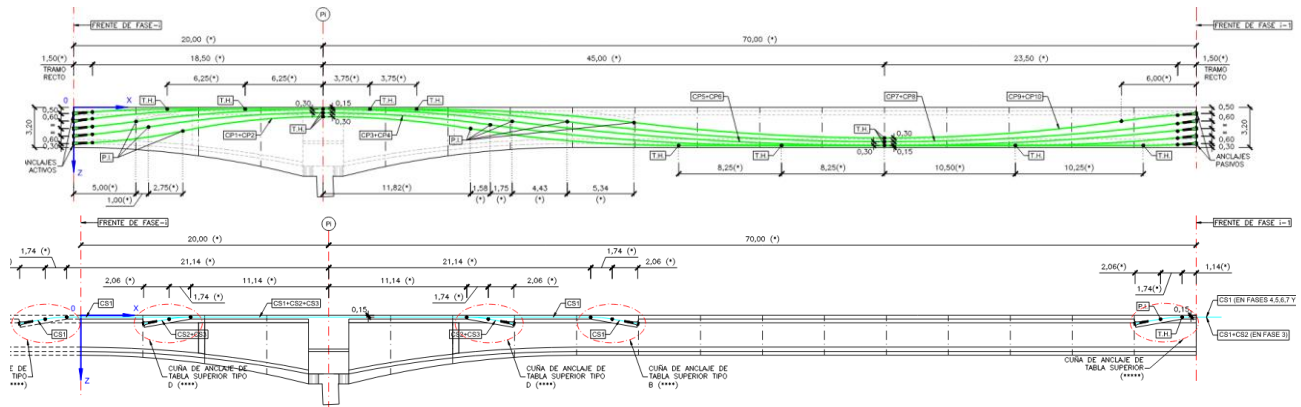


Figura 4. Configuración en alzado del pretensado interior de uno de los vanos tipo

4. Diseño de la subestructura

4.1 Esquema de fijación longitudinal, topes y aparatos de apoyo

El Viaducto de Sabiñánigo cuenta con 10 pilas intermedias, de las cuáles las 3 centrales constituyen el punto fijo longitudinal del puente (P4 a P6). El gran peso del tablero obligó a apoyarlo sobre aparatos de apoyo esféricos, por lo que ya en las etapas iniciales del diseño se desecharon soluciones convencionales a base de aparatos de apoyos de neopreno zunchado.

Teniendo en cuenta la gran longitud del viaducto, 934 m, la disposición del punto fijo longitudinal en uno de los estribos generaba movimientos longitudinales muy importantes en el estribo contrario. Como forma de minimizar este efecto, se decidió fijar el centro del viaducto.

La magnitud de las fuerzas longitudinales no justificaba la elección de una solución de punto fijo central en forma de delta, por lo que se optó por fijar las pilas centrales sin variar su forma vertical óptima. Tras un estudio de sensibilidad en el que se analizó la influencia de fijar un número mayor o menor de pilas, se terminó decidiendo fijar el tablero exclusivamente en 3 pilas. Se observó que con este número se conseguía minimizar la fuerza longitudinal máxima a soportar por una única pila, dado que la fijación de un número de pilas

mayor multiplicaba las fuerzas hiperestáticas derivadas de los movimientos longitudinales impuestos en las cabezas de las pilas fijas extremas, mientras que un número menor incrementaba en exceso la concentración de las fuerzas de frenado y de sismo longitudinal en las pilas fijas.

Tras un detallado estudio con varias empresas suministradoras de aparatos de apoyo esféricos, la fijación longitudinal se decidió materializar mediante el bloqueo del movimiento longitudinal de los propios aparatos de apoyo. Esta decisión permitió simplificar enormemente el diseño de los mamparos y de los cabeceros de las pilas fijas, evitando un sinfín de problemas geométricos y de diseño.

En cuanto a las fuerzas transversales, las fuerzas de servicio eran soportadas también por los propios aparatos de apoyo (incluidas las del sismo de servicio). Para las fuerzas de ELU o de sismo, los aparatos de apoyo contaban con fusibles que liberaban la fuerza transversal soportada por éstos para transmitirla a través de topes transversales en forma de ménsula invertida que, saliendo desde el mamparo del tablero, se introducían en una ranura longitudinal dispuesta en la cabeza de la pila. Este hueco en la cabeza de pila también se aprovechaba como zona de inspección de los aparatos de apoyo, para lo que hubo que habilitar un acceso desde el interior del cajón a través del fondo del tablero.

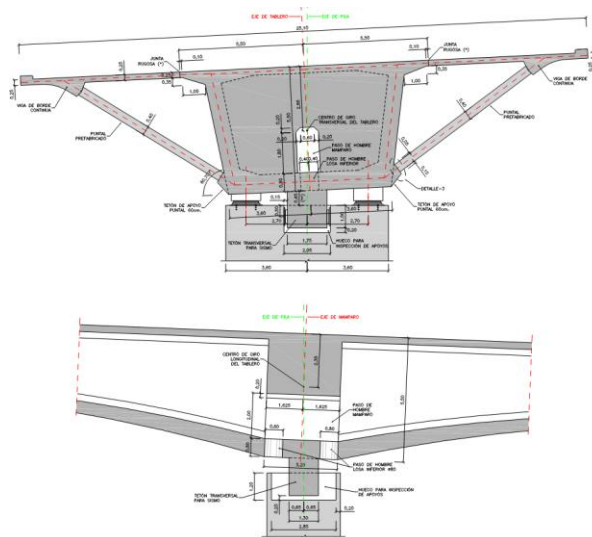


Figura 5. Sección transversal por pila. Definición de posición de los apoyos y del tope transversal

4.2 Pilas

Las alturas de pila varían desde los 8 m de la pila P10 hasta los casi 44 m de la pila P1, en una variación aproximadamente lineal dependiente de la pendiente longitudinal del tablero más que de la orografía inferior, que resulta prácticamente plana. El relativo poco protagonismo de la subestructura en el conjunto del viaducto recomendó realizar un diseño sobrio y funcional, que acompañara las formas dominantes del tablero.

De esta forma, los fustes de pila se diseñaron con sección rectangular hueca, con chaflanes de 10 cm en las aristas para suavizar la transición entre tabiques y mejorar el acabado de la solución, y variación longitudinal lineal con una pendiente 1.5/100. El ancho del fuste se diseñó de la misma dimensión que el fondo del cajón en la sección de pila para potenciar la continuidad entre ambos elementos, y de ancho constante, lo que favorece la impresión de esbeltez del conjunto (Fig. 1). La dimensión longitudinal de la cabeza de pila también se diseñó idéntica a la zona de canto constante del mamparo, concibiendo los fustes de las pilas como transición natural de la variación de canto longitudinal del tablero hacia la vertical, transmitiendo los pesos del viaducto de forma harmónica y serena hacia la cimentación.

Los tabiques se han diseñado de 30 cm de espesor en los 25 m superiores, y de 40 cm en el resto de la altura. Los 5 m superiores de cada fuste se macizan para materializar la cabeza de pila, facilitando la transmisión de reacciones desde el tablero. Las cabezas de pila se definen con un hormigón de las mismas características que el tablero, lo que permite reducir sustancialmente el tamaño de los aparatos de apoyo y, por lo tanto, su coste.

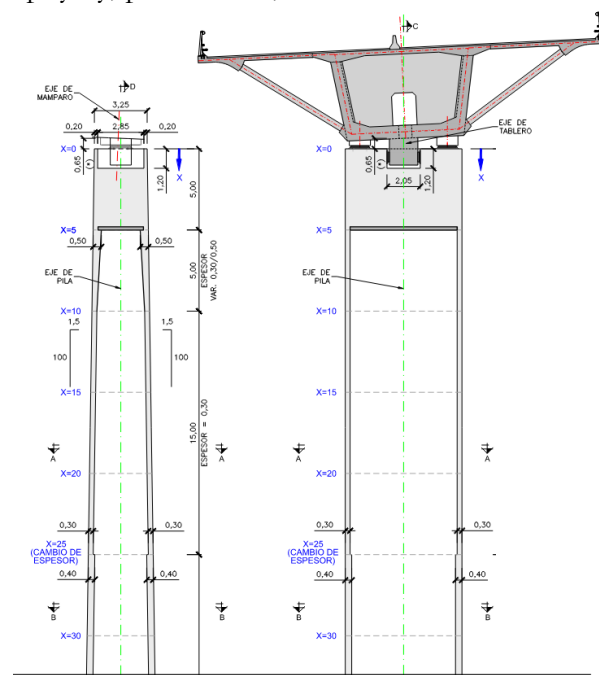


Figura 6. Sección longitudinal y transversal de los fustes de pila

La cimentación de las pilas P1 a P3 situadas cercanas al río Gállego son profundas, con pilotes de 1.8 m de diámetro, mientras que el resto de las pilas presenta cimentaciones superficiales.

4.3 Estribos

Tanto el estribo E1 como el estribo E2 son cerrados de 25.1 m de anchura y cimentación superficial. El estribo E1 tiene una altura media de 8 m sobre cimentación y un muro frontal de 1.80 m de espesor. El estribo E2 tiene una altura media de 11 m sobre cimentación y un muro frontal de 2.10 m de espesor.

5. Proceso Constructivo

Como se ha descrito anteriormente, el proceso constructivo del viaducto condiciona por completo su concepción y tipología. El tablero se ejecuta en 2 fases claramente diferenciadas: la ejecución del cajón central vano a vano mediante cimbra autolanzable, y la ejecución de las grandes alas en puestas de 15 m mediante un carro de alas, decalado un mínimo de 2 vanos respecto de la autocimbra.

Para que la cimbra autolanzable consiga llegar a la ejecución de un vano de 90 m, la ejecución del cajón central se divide en varias subfases. Inicialmente se ejecuta la sección parcial en U del cajón (Fig. 7). Una vez endurecida, se tesan 2 de las 5 parejas de cables de pretensado parabólico del tablero. Posteriormente se ejecuta la losa superior entre almas, cuyo peso se reparte en función de la rigidez relativa de cada uno de los elementos entre la sección parcial en U del tablero previamente hormigonada y la autocimbra. Como contrapartida, es necesario estudiar minuciosamente el comportamiento de la sección parcial en U en este momento, dado que recibe un porcentaje de peso importante de la losa superior. Una vez endurecida la losa superior se tesan el resto de cables parabólicos del vano, procediendo a aflojar los husillos,

descender y avanzar la cimbra autolanzable hasta la posición de hormigonado del siguiente vano.



Figura 7. Imagen aérea del hormigonado de la sección parcial en U

Los voladizos de la sección se ejecutan mediante un carro de alas fabricado expreso para este puente (Figs. 8 y 9), que permite la colocación de los puntales prefabricados en su posición. El tesado de los cables superiores de refuerzo de negativos se suele realizar una vez ejecutadas la totalidad de las alas de un vano, para introducir parte de las compresiones generadas en las alas de la sección, muy sensibles a los efectos de la retracción diferencial alas-cajón central.

La subestructura se ejecuta de forma convencional, mediante encofrado trepante.



Figura 8. Vista del viaducto en ejecución desde el Estribo 1. En primer plano destaca la autocimbra. Al fondo el carro de alas



Figura 9. Vista aérea de la estructura en ejecución desde el E-2

5.1 Control y seguimiento de la estructura durante la ejecución

La ejecución de un viaducto de estas características requiere un seguimiento y control continuo durante la ejecución, destacando el control deformacional del tablero. Si bien, generalmente, los tableros tipo cajón con luces medias ejecutados mediante autocimbra no suelen experimentar deformaciones muy significativas, al llegar a luces tan elevadas (90 m) para este proceso constructivo, este hecho es relevante y debe controlarse con más detalle.

El control deformacional y los ajustes en contraflechas de la autocimbra se han realizado mediante un modelo de seguimiento de la ejecución del tablero, en el que se han modelado conjuntamente el tablero y la autocimbra y en el que se han representado las distintas fases de ejecución de cada vano (cuelgue de autocimbra, hormigonado de U, tesado parcial, hormigonado

de losa superior, tesado del resto de cables y descimbrado). El modelo empleado se complementó con un control topográfico exhaustivo del tablero y la autocimbra y un sistema de instrumentación mediante galgas extensométricas dispuesto en la viga de cuelgue de la autocimbra. Con ello, se pudieron comparar las reacciones y deformaciones obtenidas en el modelo y las aportadas por las mediciones en campo, lo que permitió calibrar el modelo, reduciendo las incertidumbres inherentes al mismo, acotando la variabilidad en cargas y propiedades de los materiales y, especialmente, en la rigidez de la conexión tablero-autocimbra).

Este sistema de control y seguimiento de la estructura ha demostrado ser bastante preciso a la hora de predecir las flechas del tablero en las fases constructivas y, en consecuencia, en el juste de las contraflechas dadas a los encofrados de la autocimbra. Como puede apreciarse en la siguiente gráfica (Fig. 11), los valores de las

flechas obtenidas son considerables, lo que justifica plenamente la realización del seguimiento descrito.

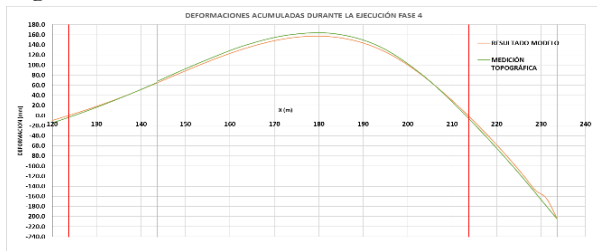


Figura 10. Comparativa flechas previstas en modelo teórico con medición de campo al ejecutar la fase 4

Para facilitar la apertura de los encofrados de la autocimbra, los puntales que soportan los amplios voladizos cada 5 m, entran en un nicho dentro del alma (Fig. 3). Para comprobar el correcto funcionamiento de esa zona, densamente armada, se han planteado en obra una serie de pruebas de carga in situ mediante el diseño de un útil especial que permitiera la disposición de dos gatos en sus extremos.

El objeto de esta prueba de carga ha sido la verificación de que ante una carga de servicio no se producen daños (fisuración, desprendimientos, etc.) en el hormigón del cajón, hecho que se cumplió en todos los casos ensayados.



Figura 11. Prueba de carga en nichos de puntales

Agradecimientos

Se quiere realizar un agradecimiento expreso a los integrantes de la UTE, Rover Infraestructuras y Aldesa Construcciones, por la

confianza depositada en IDEAM (hoy TYLin) para la redacción del proyecto modificado del Viaducto de Sabinánigo, y por el respeto a las decisiones técnicas mostrado en todas las fases del proyecto.

Mostrar igualmente nuestro agradecimiento a la Demarcación de Carreteras del Estado en Aragón por su apoyo a lo largo del proceso, así como en las fases posteriores de obra.

Referencias

- [1] L. Matute, M. Ortega, H. Figueiredo, J. L. Mansilla, J. A. da Fonseca, El viaducto mixto de Sigüés en la autopista A-21, Congreso Internacional de Estructuras de ACHE de 2017, La Coruña, 2017.
- [2] P. Pacheco, H. Coelho, P. Borges, A. Guerra, Technical Challenges of large movable scaffolding systems, Revista Structural Engineering International issue 4/2011, noviembre 2011
- [3] F. Millanes, M. Ortega, E. Bordó, F. Ruano, I. de la Cruz, J. Ugarte, J. P. Durán, D. Ordín, El proyecto constructivo de los vanos de acceso del Nuevo Puente Pumarejo en Barranquilla, Colombia, Congreso Internacional de Estructuras de ACHE de 2017, La Coruña, 2017.
- [4] M. Sobotková, Bowstring movable scaffolding system with organic prestressing system (OPS), Revista e-mosty issue 04/2017, diciembre 2017.
- [5] F. Millanes, M. Ortega, J. Ugarte, P. Solera, H. Figueiredo, El viaducto sobre el río Deba en la “Y-vasca” de alta velocidad, Revista Hormigón y Acero n°280, septiembre-diciembre 2016.