

VIADUCTO REGUEIRÓN

Marcos J. PANTALEÓN PRIETO

Dr. Ingeniero de Caminos

APIA XXI S.A.

Presidente

mjpanta@apiaxxi.es

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ

Ingeniero de Caminos

APIA XXI S.A.

Jefe Departamento Estructuras I+D

oramos@apiaxxi.es

José Manuel MARTÍNEZ GARCÍA

Ingeniero de Caminos

APIA XXI S.A.

Departamento Estructuras I+D

jmmartinez@apiaxxi.es

**Juan Francisco MARTÍN
CARACUEL**

Ingeniero de Caminos

APIA XXI S.A.

Departamento Estructuras I+D

jfmartin@apiaxxi.es

Resumen

El Viaducto Regueirón, ubicado dentro del tramo Salas-La Espina de la autovía A-63 de Oviedo a La Espina, es una estructura mixta con una longitud total de 560 m y un vano máximo de 92 m. La sección del tablero es un cajón monocelular de almas verticales y canto constante. El viaducto tiene una pendiente longitudinal del 5.8%, un peralte del 8% y un radio en planta de 600 m. Las pilas tienen sección octogonal con una altura máxima de 82 m. La construcción del viaducto se realiza mediante el procedimiento de empuje del tablero, desde el estribo 1, con el sistema de atirantamiento provisional del frente de avance.

Palabras Clave: viaducto mixto, empuje, atirantamiento provisional, patch loading

1. Descripción general

El viaducto Regueirón tiene una longitud total de 560 m, distribuidos en 7 vanos de longitudes 64, 84, 92, 84, 84, 84 y 68 m. Si bien el proyecto original del viaducto correspondía a las obras de la 1ª calzada de la Autovía (para una anchura de 11.50 m), dadas las especiales características de la estructura en cuanto a longitud total, altura de pilas y luz máxima de vano, se optó por proyectar un único viaducto para las dos calzadas, con una anchura total de 23.00 m que alojan 2 carriles de circulación en cada sentido. El viaducto se sitúa en una alineación curva en planta, con un radio constante de 600 m. En alzado la rasante es recta, con rampa del 5.8%.

El encaje de las luces de los vanos está fuertemente condicionado por la presencia de la carretera N-634, así como por el propio río Regueirón. El viaducto pasa dos veces sobre la actual carretera N-634, entre el estribo 1 y la pila 1 y entre la pila 6 y el estribo 2, quedando el cauce entre las pilas 2 y 3. La existencia de galerías subterráneas para la extracción de caolín también ha condicionado la disposición de las pilas.

El tablero se resuelve mediante una sección cajón monocelular mixta de canto constante 4.50 m y 7.00 m de anchura. Sobre el cajón metálico se dispone la losa superior, de hormigón armado, apoyada en los voladizos sobre jabalcoes también metálicos unidos al cajón.

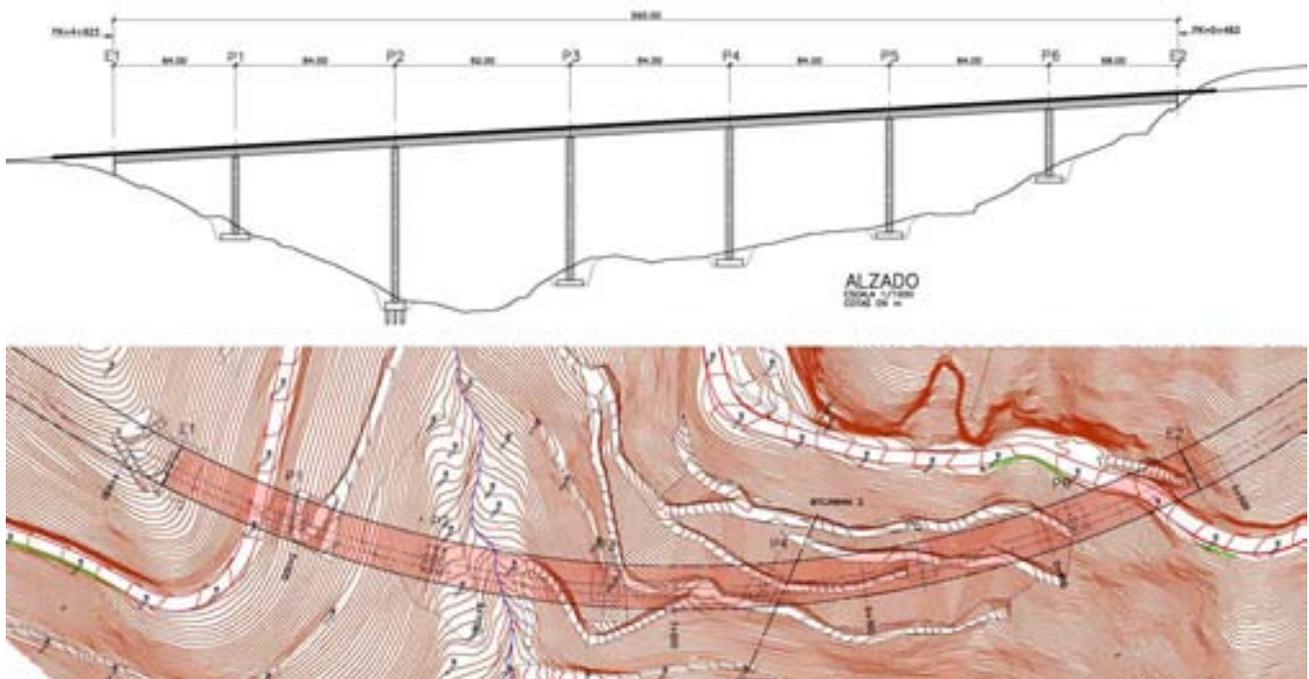


Fig. 1 Alzado y planta del viaducto.

2. Tablero

Como ya se ha citado, el tablero del viaducto Regueirón es un cajón mixto monocelular de canto constante 4.50 m y 7.00 m de anchura. El canto adoptado proporciona una relación de esbeltez máxima ($L/20$) adecuada a las luces y al procedimiento constructivo, por empuje, elegido. La losa superior de hormigón, de 0.22 m de espesor, presenta voladizos laterales de 8.00 m soportados por dinteles y jabalcones metálicos dispuestos cada 4.00 m. Sobre la losa superior se sitúan las dos calzadas de la autovía, separadas por una barrera que se dispone en el punto medio de la losa. Los carriles tienen 3.50 m de anchura, habiendo dos en cada sentido. Los arcones exteriores son de 2.50 m de anchura, y los interiores de 1.00 m.

En esencia, el tablero es un cajón monocelular de almas verticales, girado para materializar el peralte del 8% de la sección. Tanto éstas como la chapa de fondo se rigidizan con perfiles cerrados (rigidizadores longitudinales). En la unión de las almas con la chapa inferior de fondo se disponen sendas células que permiten que las almas sean estables ante las cargas puntuales que suponen las reacciones de las pilas al empujarse el tablero. El peralte de la sección transversal hace que la forma del cajón metálico no sea completamente simétrica para que el patín de deslizamiento quede horizontal.

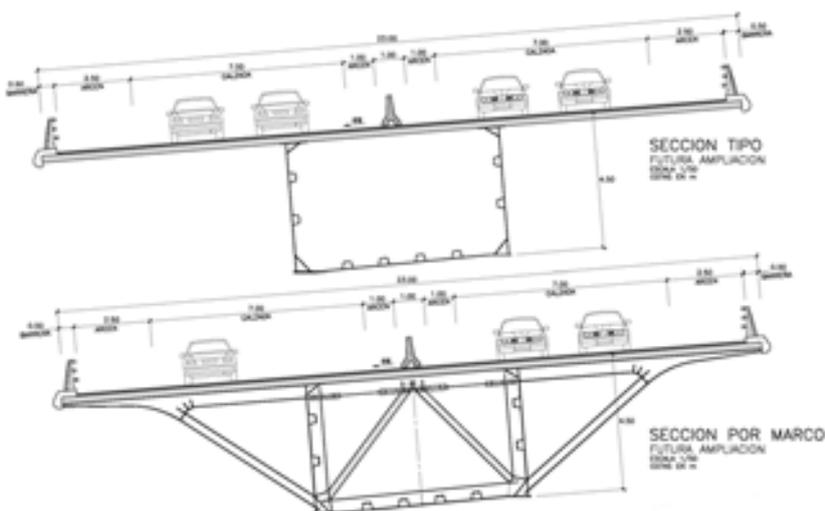


Fig. 2 Sección tipo del tablero.



Fig. 3 Vista del interior del cajón

El cajón metálico está abierto en la parte superior, salvo en las secciones próximas a las pilas. Dada la acusada curvatura en planta, se ha dispuesto también una triangulación superior para controlar la distorsión del cajón durante la fase de lanzamiento y posterior hormigonado de la losa superior.

Los diafragmas intermedios, dispuestos cada 4.00 m, se materializan mediante perfiles en doble T soldados a las almas y alas generales del tablero. Para darle al tablero una rigidez adecuada ante la distorsión, se disponen unos elementos diagonales que materializan un diafragma en "K". Como ya se ha dicho, la sección de diafragma también dispone de dinteles y jabalcones laterales que sirven de apoyo a la losa de hormigón, de forma que ésta flecta predominantemente en la dirección longitudinal (entre diafragmas transversales).



Fig. 4 Jabalcones y dintel metálicos

Se ha dispuesto también hormigón de fondo en una zona de 12 m a cada lado de las pilas, materializando la doble acción mixta.

La losa del tablero se hormigona sobre prelasas colaborantes de 0.07 m de espesor.

3. Pilas y estribos

Las pilas de este viaducto se caracterizan por su notable esbeltez. Se han mantenido constantes las dimensiones de la pila tanto en sentido transversal como en sentido longitudinal.

La sección transversal de las pilas es hueca octogonal. Las dimensiones del rectángulo circunscrito son de 7.00 m en transversal y 3.50 m en longitudinal. El lado de 3.50 m está dividido en tres partes: 0.50 + 2.50 + 0.50 m. El lado de 7.00 m está dividido en otras tres partes: 2.50 + 2.00 + 2.50 m.

La altura de las pilas oscila entre los 82 m de la pila 2 y los 35 m de la pila 6.



Fig. 5 Vista general de las pilas

Los aparatos de apoyo definitivos son de tipo POT fijos para todas las pilas en dirección longitudinal, y uno de los apoyos por pila también es fijo en dirección transversal. El pot fijo permite arriostrar la pila en cabeza, disminuyendo notablemente los efectos de segundo orden. Lógicamente, este arriostramiento de las pilas es posible gracias al insignificante comportamiento viscoelástico (en lo referente a movimientos longitudinales del puente) que presenta la sección mixta en comparación con secciones de hormigón.

Los estribos son cerrados. El alzado está constituido por zapata, fuste, muros laterales, aletas laterales, y muretes de guarda frontal y lateral a ambos lados.

Salvo la pila 2, que está cimentada mediante pilotes, el resto de cimentaciones de estribos y pilas son de tipo directo, sobre cuarcitas y areniscas.

4. Proceso constructivo

El procedimiento constructivo del tablero es el de empuje desde el estribo 1 mediante torre de atirantamiento. Tanto el radio en planta del puente, como la rampa en alzado y el peralte de la sección transversal (8.0%) hacen que el empuje del viaducto suponga todo un reto desde el punto de vista técnico y constructivo.

4.1 Influencia de la curvatura en planta y pendiente del trazado

La apreciable curvatura en planta del viaducto (radio 600 m) provoca una clara asimetría en las reacciones bajo las almas de una misma sección transversal. Este hecho es especialmente acusado en el caso de la pila que soporta el máximo voladizo durante cada fase de empuje.

Tal y como puede comprobarse en la siguiente figura, la máxima reacción de patch loading que se alcanza es del orden de 9000 kN, coincidente con la sección situada a 92 m del frente de avance, lo que ha exigido proyectar un refuerzo especial en la célula situada en el lado interior de la curva. Asimismo, se realizó un estudio mediante elementos finitos,

para predecir la carga última de agotamiento del conjunto alma-ala-célula inferior frente a la acción de cargas transversales, optimizar los sobre-espesores de chapa y garantizar la correcta introducción de las reacciones en el cajón durante el lanzamiento.

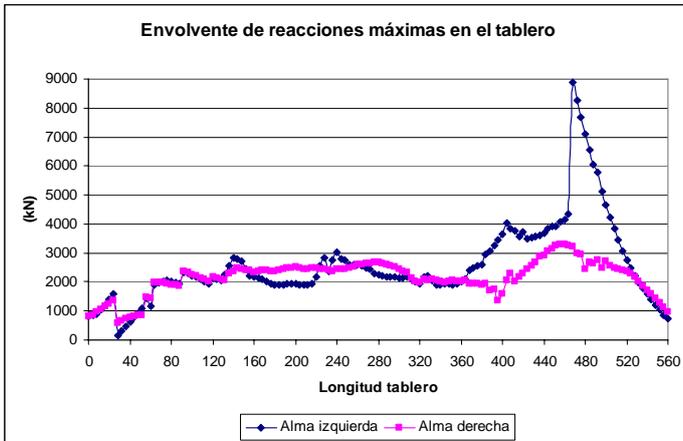


Fig. 6 Reacciones máximas por alma

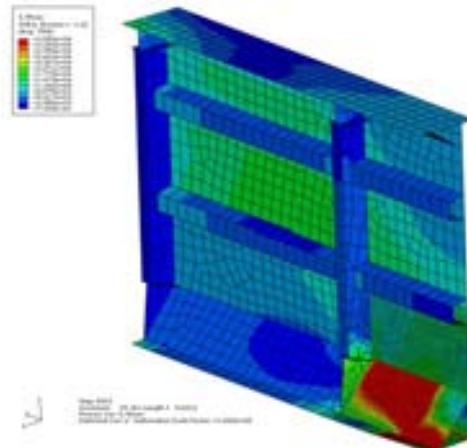


Fig. 7. Resistencia del alma frente a cargas transversales

En cuanto a la pendiente en alzado, la rampa del 5.8% supone un incremento de la fuerza horizontal desestabilizadora sobre las pilas, que se suma al propio rozamiento mecánico entre los apoyos y el tablero durante el empuje. Este hecho hubiese obligado a proyectar unas pilas sensiblemente menos esbeltas que las descritas, y con mayores cimentaciones, anulando parte de las ventajas que presenta la tipología del tablero mixto para estos elementos.

Para soslayar este inconveniente se adoptaron dos medidas. Por una parte, se soldó al ala inferior del cajón, en la zona estricta del patín de lanzamiento, una fina lámina de acero inoxidable, para disminuir el rozamiento mecánico durante el empuje. Asimismo, se ha dispuesto un sistema de atirantamiento entre las pilas y el estribo 1, de forma que las pilas quedan arriostradas en cabeza durante el proceso de empuje mediante cables de pretesado de 7 cordones de 0.6". Este sistema se ha mostrado tremendamente eficaz para controlar los esfuerzos y desplazamientos de las pilas durante el empuje, manteniendo la esbeltez estricta para el comportamiento en servicio del viaducto.



Fig. 8 Banda de inoxidable y arriostramiento entre pilas

4.2 Parque de empuje

Debido a la curvatura en planta del viaducto, la longitud del parque de empuje se ha limitado a 148 m. Esta longitud es la máxima geométrica compatible con el propio sistema de empuje del tablero y también está condicionada por la propia orografía del terreno.

Puesto que la longitud total de atirantamiento es de 184 m, fue necesario realizar un primer empuje del tablero sin atirantamiento, para liberar espacio en el parque. En total se proyectaron 6 fases de empuje, de longitudes 44, 84, 136, 112, 128 y 56 m.

Durante la fase de empuje del tablero se disponen cuatro pares de apoyos provisionales en la zona del parque de empuje, separados una distancia de 28.0 m. La geometría de los apoyos es diferente en el caso de los apoyos 1 y 2 (los más alejados del estribo) y los apoyos 3 y 4 (más cercanos al estribo) a fin de acomodar los diferentes balancines.

El tablero se transportó a obra mediante dovelas de 16.0 m de longitud, que posteriormente se ensamblaron en el parque de empuje.

La presencia de las contraflechas del tablero metálico, con valores máximos superiores a 200 mm, provoca múltiples situaciones de despeje del tablero sobre los apoyos del parque en cada una de las fases de empuje.



Fig. 9 Vista general del parque de empuje

4.3 Elementos de empuje y guiado

El empuje se realiza sobre apoyos de neopreno – teflón, en contacto con la banda de acero inoxidable que constituye la franja de rodadura del tablero. En los apoyos del parque el empuje se ha realizado sobre balancines, mientras que en las pilas se ha realizado el empuje sobre los propios aparatos de apoyo pot definitivos, para absorber las elevadas reacciones que se presentan.

La fuerza de tiro durante el empuje es ejercida por 3 cables de 12 cordones de 0.6" anclados al intradós del estribo 1 y al extremo de la dovela que se empuja. Para la introducción de las cargas de empuje al tablero se ha proyectado una potente estructura metálica triangulada.

Sobre las pilas y sobre los apoyos del parque se han dispuesto guías laterales para efectuar el guiado del tablero y absorber los esfuerzos del viento sobre el tablero.

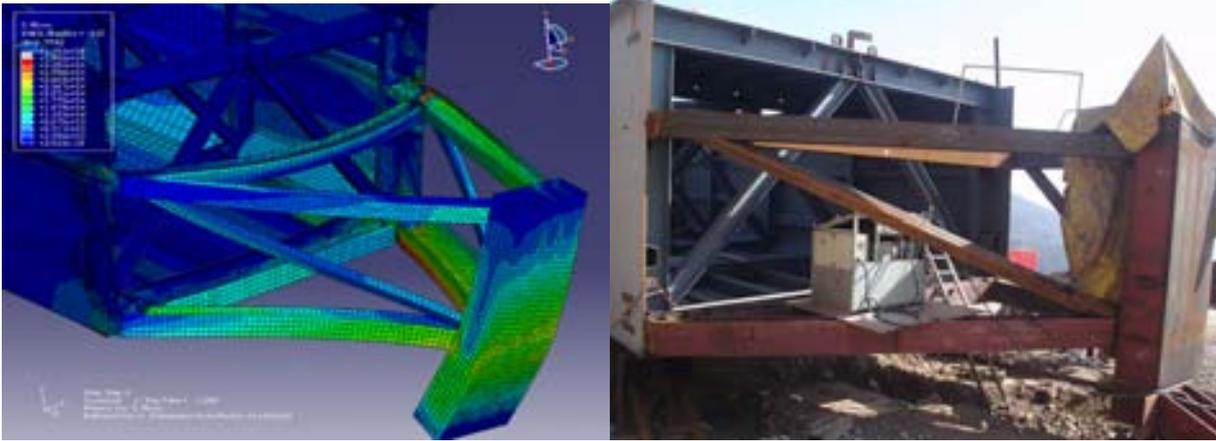


Fig. 10 Percha de empuje.

4.4 Sistema de atirantamiento

La torre de atirantamiento se sitúa a 92 m de la sección del tablero correspondiente al eje del estribo 2 y se realiza un atirantamiento trasero y delantero, ambos de 88.0 m de longitud.

La torre es una estructura metálica triangulada formada por dos pilares de 20.5 y 20.0 m de altura entre los que se disponen una serie de montantes y diagonales. Los pilares están articulados en la base de la torre. En el extremo superior de los pilares se dispone el sistema de anclaje para los tirantes.

Los cables (2 delanteros y 2 traseros) están formados por 24 cordones de 150 mm² de área, en acero de calidad Y1860-S7. Antes de la llegada del frente de empuje a cada pila se realizan un total de 3 operaciones de tesado de los cables. Asimismo, una vez apoyado el frente de avance en la pila se realiza un destesado parcial de los tirantes.



Fig. 11 Vista de la torre y cables de atirantamiento

4.5 Instrumentación y control

4.5.1 Ensayo en el parque

Antes del inicio de las fases de lanzamiento estándar del viaducto, se realizó un ensayo en el parque de empuje, simulando en la medida de lo posible las condiciones más desfavorables que luego se alcanzarían en las distintas fases de empuje.

El ensayo en el parque se realizó sobre la configuración del tablero previa a iniciarse el segundo empuje, esto es, con una longitud total de tablero de 192 m (los primeros 44 volados sobre el estribo 1) y los cables de atirantamiento tesados a un valor de 1000 kN por cable.

Dicho ensayo, que se desarrolló con éxito, tenía los siguientes objetivos:

- caracterizar el correcto funcionamiento del sistema de atirantamiento (cables, anclajes delanteros y traseros y torre).
- caracterizar la rigidez longitudinal y transversal del tablero así como su correcto comportamiento frente a los esfuerzos máximos.
- comprobar el correcto funcionamiento del sistema de introducción de la carga localizada en el alma a través del aparato de apoyo tipo pot.

4.5.2 Instrumentación

Además del control topográfico clásico que se realiza durante los empujes (desplazamiento longitudinal y transversal en la punta de avance del tablero y en la cola, y desplazamiento longitudinal y transversal en cabeza de pilas), se ha dispuesto un sistema de instrumentación estática permanente, a base de sensores controlados electrónicamente en tiempo real mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por un ordenador.

Mediante esta instrumentación se han controlado, en tiempo real durante cada uno de los ciclos de empuje, los siguientes parámetros:

- Giro longitudinal en punta de avance.
- Tensiones en el tablero en las secciones críticas de flexión, cortante, torsión y patch loading.
- Giros longitudinales y transversales en cabeza de pila.
- Tensiones en los cables de atirantamiento.

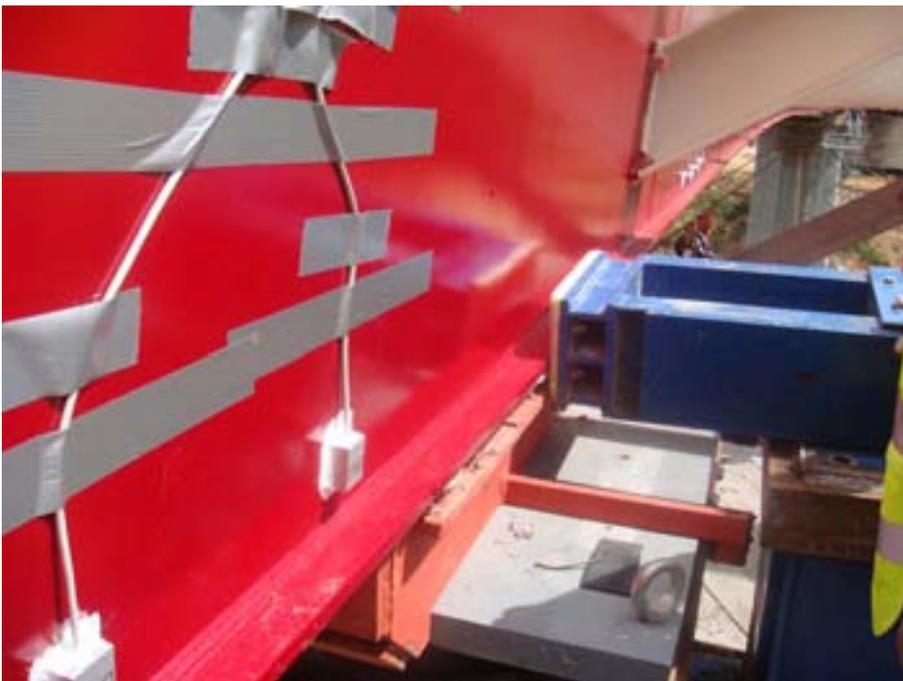


Fig. 12 Bandas extensométricas en el alma para control de reacciones



Fig. 13 Empuje inicial sin atirantamiento



Fig. 14 Punta de avance llegando a pila 2



Fig. 15 Punta de avance llegando a pila 3

5. Ficha técnica

Propiedad: Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias. Ministerio de Fomento.

Ingeniero de Caminos Directora de Obra: D. Jesús Villameriel Fernández

Empresa Constructora: SALAS U.T.E. (COPROSA Y COPASA)

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. Manuel Tobar Vidal

Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto de la Estructura: D. Marcos J. Pantaleón Prieto y D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez (APIA XXI, S.A.)

Empresa Consultora - Asistencia Técnica y Control de Obra: PAYMA COTAS, S.A.

Ingeniero de Caminos Jefe de Unidad: D. Benjamín Lasheras Fernández

Taller metálico: JOAMA y ASCAMÓN

Empuje del tablero: MK-4

Instrumentación: KINESIA Ingeniería