

Viaducto de Pujayo

Pujayo Viaduct

Marcos Jesús Pantaleón Prieto^(1,2), Óscar Ramón Ramos Gutiérrez^(1,2) y Guillermo Ortega Carreras⁽¹⁾

Recibido | Received: 20-07-2008
Aceptado | Accepted: 01-04-2009

Resumen

El Viaducto de Pujayo (perteneciente al tramo Molledo – Pesquera de la Autovía Cantabria – Meseta) permite el paso de la autovía sobre el valle del río Galerón. Se trata de un viaducto de hormigón pretensado, construido por el método de avance en voladizo, de 420 m de longitud total, distribuidos en 5 vanos perfectamente encajados en el valle de luces 60 m + 3 x 100 m + 60 m. La sección transversal del tablero, de canto variable entre 6.0 y 2.5 m, es un cajón monocelular con almas inclinadas, capaz de alojar, en una única plataforma de 26.10 m de anchura, las dos calzadas de la autovía. Las pilas, rectangulares de doble canto variable, tienen una altura máxima de 64 m.

Palabras clave: Avance en voladizo, hormigón pretensado, canto variable, dovelas, instrumentación.

Abstract

The Pujayo Viaduct (which belongs to the Molledo – Pesquera section of the Cantabria – Meseta Highway) crosses over the valley of the Galerón River. The viaduct consists of a prestressed concrete bridge, constructed by the balanced cantilever method, with a total length of 420 m, distributed in 5 spans, perfectly placed into the valley. The 3 central spans are 100 m long, whereas the side ones are 60 m long. The monocellular box cross-section of the girder, with inclined webs, has a variable height, between 2.5 and 6.0 m. The highway consists of 2 roadways, one with 2 lanes and the other with 3 lanes, all of them placed in a single 26.10 m wide deck slab. The maximum height of the piers is 64 m. They have a rectangular cross-section, whose depths vary both linearly in longitudinal and transversal directions.

Keywords: Balanced cantilever, prestressed concrete, variable height, segments, bridge monitoring system.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 108 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) APIA XXI, S.A. (Santander, España).

(2) Universidad de Cantabria (Santander, España).

Persona de contacto / Corresponding author: oramos@apiaxxi.es

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El Viaducto de Pujayo (perteneciente al tramo Molledo – Pesquera de la denominada Autovía Cantabria – Meseta) permite salvar el valle del río Galerón, junto al pequeño pueblo de Pujayo del cual toma su nombre el puente. El viaducto, de 420 m de longitud total con una secuencia de vanos de 60 m + 3 x 100 m + 60 m, se inscribe en una curva en planta de 600 m de radio, que hace necesario disponer un peralte del 8% en la sección transversal de la autovía. En alzado el puente se desarrolla según un acuerdo cóncavo, de parámetro $K_v = 7500$ m, cuyo punto bajo se halla situado próximo a la pila 3 (Figura 1).

Los elevados valores paisajísticos y medioambientales del valle del río Galerón (con proliferación de pinos, hayas y robles en sus laderas), condicionaron el diseño del puente con una única pila por punto de apoyo y una luz mínima en los vanos centrales de 100 m, tal y como prescribía la Declaración de Impacto Ambiental. La disposición de una sola pila en cada apoyo conduce necesariamente a proyectar un único tablero, capaz de albergar los 26.10 m de anchura total de la plataforma de la autovía (con tres carriles de circulación en el sentido ascendente y dos en el descendente). Si bien para el Viaducto de Pujayo hubieran resultado igualmente válidas otras tipologías (como las de tablero mixto con celosía metálica de canto constante, por ejemplo), ya en fase de proyecto se optó por compartir formalmente la misma tipología de tablero y el mismo proceso constructivo que para el Viaducto de Montabliz [1], perteneciente al mismo tramo de autovía.

De este modo la sección transversal del tablero está compuesta por un cajón monocelular de hormigón pretensado de almas inclinadas y con sendos voladizos laterales, construido por el método de avance en voladizo con dovelas hormigonadas *in situ*. El canto del tablero, con variación parabólica, alcanza una altura máxima de 6.0 m sobre la sección de apoyo en pila y una altura mínima de 2.5 m en el centro de luz. De esta forma la esbeltez (relación de la luz L frente al canto) varía desde un valor de $L/16.6$ en pila hasta los $L/40$ en centro de luz de los vanos, lo que indica la notable esbeltez de este viaducto. En los vanos laterales la parábola de definición del canto es la misma en los 50 m a cada lado de la pila, y se une al estribo con un tramo de 10 m de longitud y canto constante 2.5 m.

La anchura de la tabla superior del cajón es constante e igual a 15.70 m, mientras que la tabla inferior presenta una anchura variable entre los 7.10 m en la sección de pilas hasta los 12.17 m en la sección de centro de luz. Para completar los 26.10 m de anchura de la plataforma se disponen a cada lado del cajón central sendos voladizos laterales de 5.20 m de longitud y 0.25 m de canto. Estos voladizos están rigidizados cada 5.0 m por unos nervios transversales, que se prolongan desde los extremos hasta la parte interior del cajón (Figura 2).

Por razones de durabilidad, el pretensado de construcción (con trazado recto a través de la cabeza y losa superior) se ha dimensionado para trabajar con un hormigón permanentemente comprimido en la tabla superior (expuesta a la utilización de sales fundentes por las nevadas). En las T de las pilas 1 y 4 este pretensado se



Figura 1. Vista aérea del viaducto, con el pueblo de Pujayo al fondo.

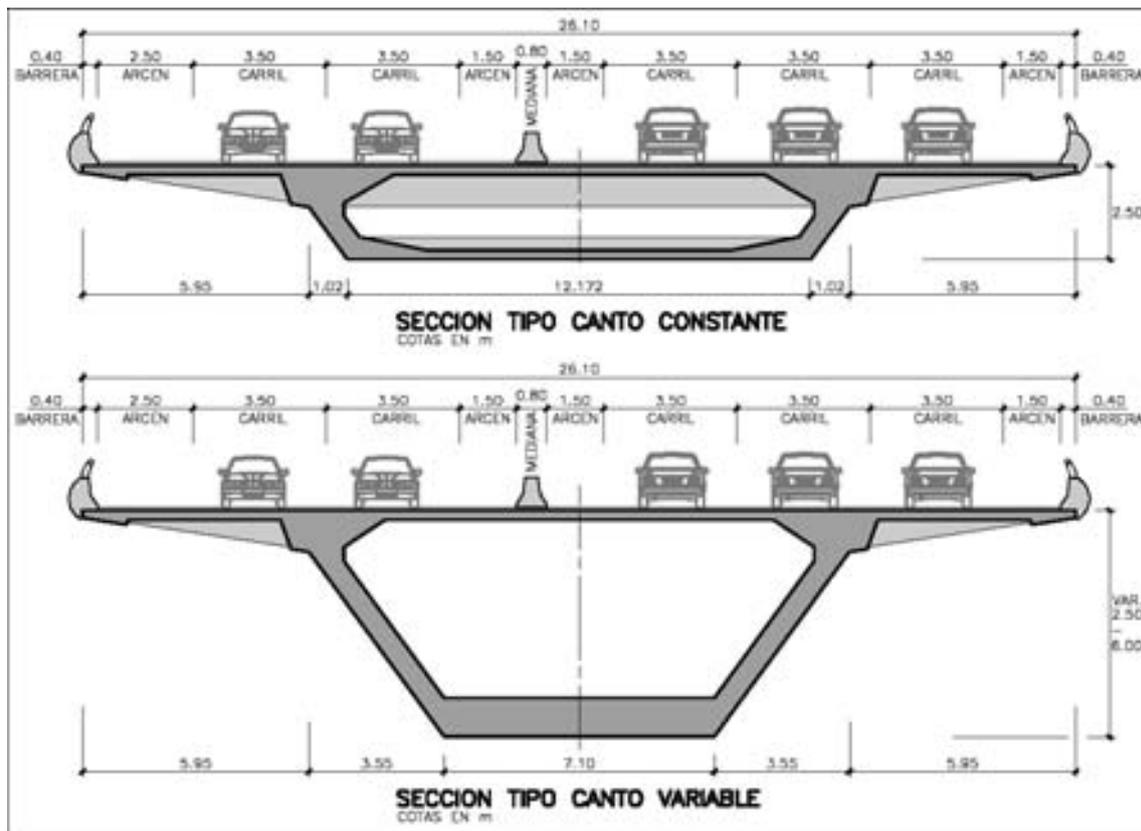


Figura 2. Sección transversal del tablero.

compone de un total de 68 tendones de 19 cordones de 0.6". Para optimizar el ciclo de ejecución de las dovelas, en las T de las pilas 2 y 3 se decidió emplear tendones de 31 cordones de 0.6"; de esta forma el número total de tendones en cada una de estas T fue sólo de 42, con lo que se vieron facilitadas las labores de ferrallado y hormigonado de la zona de anclajes.

El pretensado de continuidad de los vanos centrales se compone de un total de 34 tendones de 12 cordones de 0.6". Estos tendones discurren por la tabla inferior del tablero, siguiendo su trazado parabólico, anclándose en unas cuñas dispuestas a tal efecto sobre la losa inferior. En la parte extrema de los vanos laterales se dispone un pretensado de continuidad formado por 10 tendones de 19 cordones de 0.6". Por el extremo del voladizo los tendones se anclan en unas cuñas dispuestas en la tabla inferior de las dovelas 6 y 7. Discurren por las cartelas de la tabla inferior siguiendo su trazado parabólico

hasta que llegan a los 10 m finales de canto constante, contruidos sobre cimbra. En ese momento los tendones comienzan a subir por las almas, con un trazado parabólico, hasta anclarse en el diafragma de estribo (Figura 3).

También se ha dispuesto un pretensado vertical en las almas, garantizando la ausencia de fisuración por cortante en estos elementos [2].

Las pilas presentan una sección transversal rectangular hueca, con un espesor de tabiques de entre 0.40 m y 0.60 m, de aristas redondeadas. Todas las pilas parten de las mismas dimensiones en cabeza (7.1 m de anchura x 4.2 m de canto). La doble variación del canto (con pendiente 1/50 en la dimensión transversal y 1/75 en la dimensión longitudinal) conduce a dimensiones distintas en la base de cada pila, en función de su mayor o menor altura (Figura 4).



Figura 3. Pretensado longitudinal.

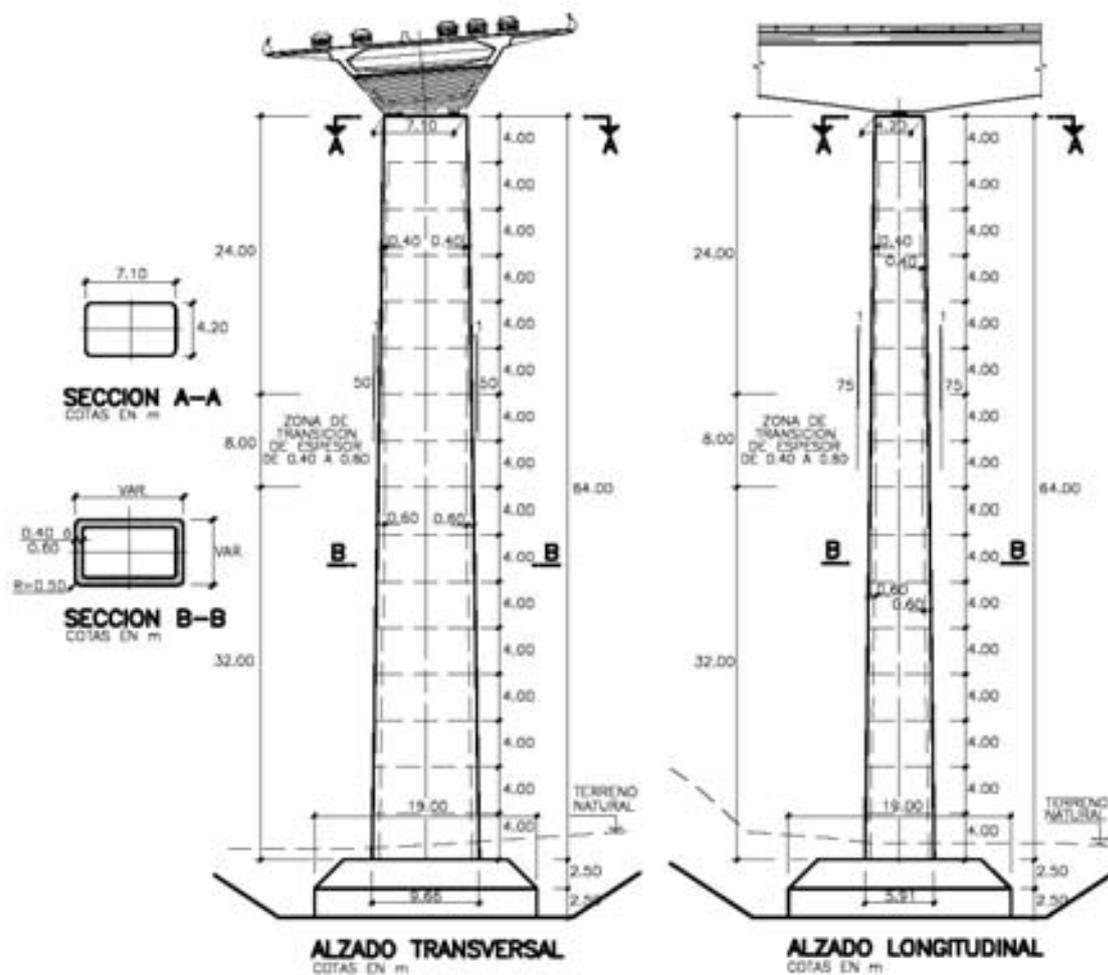


Figura 4. Geometría de pila 2.

La altura de las pilas laterales es de 28.0 m, en el caso de la pila 1, y de 34.4 m, en el caso de la pila 4. Las pilas centrales son más altas, llegándose a alcanzar 64.0 m de altura en la pila 2 y 60.0 m en la pila 3.

Respecto a su cimentación, las pilas 1 y 3 se cimientan de forma profunda mediante 28 pilotes, de diámetro ϕ 1.50 m. Los pilotes son recogidos en cabeza por un encepado de planta cuadrangular de 19.0 m x 19.0 m y canto total de 5.0 m. La pila 2 presenta una cimentación superficial, siendo la geometría de la zapata resultante idéntica a la de los encepados de las pilas 1 y 3. En cuanto a la pila 4, se adoptó una cimentación profunda de 32 pilotes, de diámetro ϕ 1.50 m y separación entre ejes de 3.0 m, cuyas peculiaridades se detallarán más adelante.

Los estribos son cerrados, con muros en vuelta. La anchura total de los estribos es de 26.0 m, necesarios para dar cabida a todo el ancho del tablero. La altura máxima del estribo 1 es de 8.3 m sobre la cara superior de la cimentación, y de 21.5 m en el caso del estribo 2 (por necesidad de buscar el plano adecuado de cimentación). Los dos estribos se cimentaron de forma directa mediante zapatas rectangulares. En el caso del estribo 1 la zapata es de dimensiones 26.62 m x 9.25 m en planta y 1.50 m de canto, y en el caso del estribo 2 las dimensiones son 26.62 m x 17.0 m en planta y 2.50 m de canto.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO

2.1. Construcción de las T

El proceso constructivo considerado para el tablero del viaducto ha sido el de avance en voladizos sucesivos desde las pilas. Pero durante el avance en voladizo únicamente se construye el cajón central de 15.70 m de anchura, hormigonándose posteriormente los voladizos laterales del tablero una vez que se realiza el cierre de los vanos.

Siguiendo este esquema, una vez concluidas las pilas 1 y 4 se inició el avance en voladizo del tablero, materializándose la típica composición en T formada por la pila y los "brazos" del tablero que van prolongándose a cada lado de ella. Para garantizar la estabilidad del conjunto, la unión entre tablero y pilas ha sido diseñada de forma que, temporalmente, las pilas sean capaces de empotrar también el giro longitudinal del primero. Para ello se proyectaron unos muretes provisionales de hormigón, situados entre la coronación de las pilas y el fondo del tablero, a través de los cuales se prolongó la armadura vertical de las pilas hasta introducirse en las dovelas 0 del tablero.

Particularmente laborioso fue el inicio de los trabajos de construcción del tablero sobre la pila 1, pues era la pri-



Figura 5. Montaje de carros de avance sobre dovela 0.

mera vez que se acometía este tajo en la obra. Tanto las labores de ejecución de la dovela 0, como las de montaje y posicionamiento del potente carro metálico de avance de 140 t de peso, ocuparon un periodo de casi 4 meses (Figura 5).

El ciclo de construcción de una dovela comienza con el avance del carro hasta el frente de la última dovela hormigonada. Posteriormente se posiciona el carro con la contraflecha adecuada y se procede al ferrallado y hormigonado de la dovela. Por razones de optimización del ciclo las operaciones de ferrallado y hormigonado se realizaban en dos fases: primero la losa inferior del cajón y posteriormente las almas y la losa superior. Una vez hormigonada la dovela (siempre desde adelante a atrás para que la propia deformación del carro de avance no perjudique la junta entre dovelas) se desencofraba y finalmente se tesaban los tendones del pretensado isostático, o de construcción, finalizando así un ciclo con una duración media de 10 días (pero que, una vez optimizado y con condiciones meteorológicas favorables, se llegó a rebajar hasta los 7 días). De esta forma se construyeron un total de 9 dovelas de 5.0 m de longitud a cada lado de la pila 1, más una dovela extrema de 2.5 m de longitud.

Paralelamente a la construcción de la T de la pila 1 estas mismas operaciones se desarrollaron en la T de la pila 4, empleando otra pareja de carros.

Una vez acabada la T de la pila 1 la pareja de carros de avance fue desmontada y trasladada a la T de la pila 2, y con este mismo carro de avance se construyó a continuación también la T de la pila 3 (Figura 6).

2.2. Cierre de los vanos y corte del blocaje provisional de pilas

Los vanos 1 y 5 tienen 60 m de luz total. Desde las pilas 1 y 4 se construyen por avance en voladizo 50 m de cada vano. Los 10 m restantes hasta llegar a los estribos E1 y E2, de canto constante 2.5 m, se construyeron con la ayuda de una cimbra porticada convencional apoyada sobre el terreno (Figura 7).



Figura 6. Construcción de la T de la pila 2.



Figura 7. Cimbra fase lateral vano 5.

Una vez cerrados los vanos laterales, y tras la construcción de las T de las pilas 2 y 3, se procedió al cierre de los vanos centrales. Se comenzó por los vanos 2 y 4 y se dejó para el final el vano 3.

Para la ejecución de estas dovelas de cierre de los vanos centrales, de 2.5 m de longitud, se descartó la utilización de los carros de hormigonado de dovelas debido a su elevado peso (140 t), que podría causar problemas de fisuración en la dovela de cierre recién hormigonada al ser retirados.

Se optó por diseñar una estructura más ligera que limitara los movimientos relativos entre los extremos de los voladizos durante el hormigonado de la dovela de cierre y hasta que ésta adquiriese la resistencia necesaria. La estructura utilizada se compone del encofrado inferior de los carros (que se encarga de soportar el peso del hormigón fresco) y de dos estructuras gemelas dispuestas sobre la losa superior del tablero (una sobre cada alma de la sección transversal) que se encargan de transmitir de un voladizo al otro los esfuerzos generados por las acciones gravitatorias y térmicas. Cada una de estas estructuras está formada por dos vigas metálicas doble T de 0.90 m de canto, arriostradas entre sí. La transmisión de esfuerzos de las vigas a las dovelas se realiza por medio de apoyos materializados mediante



Figura 8. Estructura de cierre.

tacos de madera (que transmiten los esfuerzos de compresión) y por barras verticales pasantes pretensadas (que transmiten los esfuerzos de tracción). Por uno de sus extremos la estructura auxiliar se empotraba al voladizo de hormigón (utilizando para ello un doble apoyo que transmite el momento flector por un mecanismo de tracción-compresión). Por el extremo contrario la estructura auxiliar estaba simplemente apoyada en el otro voladizo de hormigón (Figura 8). Con este esquema estructural ambos voladizos quedaban unidos entre sí mediante una rótula, que impedía el desplazamiento relativo entre los extremos de ambos voladizos, pero que sí permitía el giro relativo entre ambos. Con la rigidez de la estructura finalmente diseñada se comprobó que el valor máximo de este giro relativo era lo suficientemente pequeño para que las fuerzas de desviación (causadas por el quiebro que se provocaba) en los tendones del pretensado de continuidad fueran asumibles.

Conforme se iban cerrando los vanos se procedía a liberar el empotramiento entre tablero y pilas. Para ello fue necesario cortar las barras de armadura que conectaban pila y tablero, así como el hormigón de los muretes. La operación de corte se realizó mediante hilo de diamante desde unas plataformas instaladas alrededor de la cabeza de pilas (Figura 9). Dado el gran peso de los bloques a retirar la operación de corte se tuvo que dividir en varias fases.



Figura 9. Corte de blocaje provisional de pila.



Figura 10. Carro para hormigonado de nervios laterales.

Conforme se iban cortando los muretes la carga vertical del tablero sobre la pila se iba transfiriendo a los aparatos de apoyo. Para asegurar que esta transferencia de carga no se produjese de forma brusca, el recinto estanco entre tablero y pila, limitado por los muretes de empotramiento, se rellenó con arena. Esta arena iba saliendo de forma progresiva al ir cortando los muretes, garantizándose así que el acoplamiento final del tablero sobre los aparatos de apoyo se hacía amortiguadamente.

2.3. Voladizos laterales

Los trabajos de hormigonado de los voladizos laterales del tablero en los vanos 1 y 2 comenzaron antes incluso de que se acometiera el cierre definitivo del cajón en el vano 3, con el fin de acortar el plazo final de terminación del viaducto.

La construcción de estos voladizos comenzaba con la ejecución de la parte volada de los nervios transversales. Para ello se utilizaban unos carros específicos de hormigonado que se anclaban en el cajón ya construido (Figuras 10 y 11).

Una vez realizados los nervios se hormigonaba *in situ* la losa de los voladizos laterales. Para ello se utilizaban



Figura 11. Nervios laterales.

unos encofrados que se colgaban de los nervios construidos previamente (Figura 12). Tras el hormigonado de la losa se descolgaban los encofrados haciéndolos girar alrededor del borde libre de la losa y se recuperaban con una grúa automóvil situada sobre el tablero.

Posteriormente, se optimizó la construcción de los voladizos laterales mediante la utilización de prelas apoyadas en los nervios previamente ejecutados, con lo que se evitaba el uso de los encofrados (con el consiguiente ahorro de tiempo). Estas prelas tenían 0.08 m de espesor y sobre ellas se vertía *in situ* el hormigón necesario para completar el resto de la losa. Las prelas presentaban la particularidad de carecer de celosía electrosoldada en la zona contigua al cajón ya construido. La razón de esta ausencia de celosía electrosoldada estriba en que interfiere con las esperas de la armadura transversal de los voladizos laterales (Figura 13). Por este motivo el hormigonado del voladizo lateral se hacía en dos fases: primero se hormigonaba la zona que sí contaba con celosía electrosoldada y después, cuando ésta endurecía, se completaba el hormigonado de la zona sin celosía electrosoldada contigua al cajón central.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Esquema estructural del viaducto en servicio

El Viaducto de Pujayo, desde el punto de vista del análisis estructural, es esencialmente una viga continua de

hormigón pretensado, de 5 vanos, simplemente apoyada en las pilas y estribos.

Bajo este esquema de cargas, la sección cajón monocelular del tablero ofrece un óptimo rendimiento para soportar los esfuerzos a que se ve sometida: las cargas gravitatorias derivadas de su propio peso, el peso del firme y las barreras de seguridad y las sobrecargas de tráfico y nieve, así como los esfuerzos fundamentalmente horizontales derivados de la acción del viento. Asimismo, y dada la gran anchura total de la sección, el cajón cerrado manifiesta también un óptimo comportamiento frente a los esfuerzos de torsión y distorsión que generan las cargas excéntricas [3].

El diseño del canto variable del tablero obedece, evidentemente, a razones de economía del material y de adaptación a las propias leyes de esfuerzos (no sólo durante la fase en servicio, sino también durante el proceso constructivo). Igualmente, el efecto Resal por la inclinación de la tabla inferior, sometida a elevadas compresiones en la zona de pila, alivia de forma no despreciable el trabajo a cortante de las almas, lo que permite disminuir su espesor.

En cuanto a las pilas, la conexión pilas – tablero del viaducto ofrece una transmisión nítida de fuerzas entre



Figura 12. Encofrado para hormigonado *in situ* de voladizos laterales.



Figura 13. Prelas para hormigonado *in situ* de voladizos laterales.



Figura 14. Detalle del apoyo del tablero sobre la pila.

ambos elementos, sin restringir la libertad de giro (Figura 14).

La rigidez transversal de las pilas viene condicionada por la necesaria capacidad resistente y deformacional frente a los esfuerzos de viento transversal en el tablero y en la propia pila, así como para el obligado empotramiento a torsión del tablero en esos puntos.

Longitudinalmente las pilas extremas y los estribos permiten el libre desplazamiento tablero – pila, evitando innecesarios sobreesfuerzos debidos a los fenómenos reológicos y térmicos del hormigón; el equilibrio de fuerzas longitudinales se establece en las pilas centrales, más esbeltas y más cercanas al teórico punto fijo del tablero, lo que reduce el nivel de solicitaciones por los movimientos impuestos del tablero.

3.2. Esquema estructural durante la construcción

Este esquema resistente, descrito anteriormente, no es sino el resultado final de una evolución constante en la forma de trabajar del puente a lo largo de todas y cada una de las fases del proceso constructivo.

El principio básico sobre el que se asienta el método constructivo mediante avance en voladizos sucesivos es el de materializar estructuras parciales autorresistentes, de forma que cada nueva dovela del tablero pueda “apoyarse” en la parte de tablero previamente ejecutada, y todo el conjunto quede confiado, en última instancia, a la estabilidad y soporte que proporcionan las pilas.

De esta forma, es fácil imaginar que durante construcción del tablero por avance en voladizo toma una importancia especial la vinculación tablero-pila. Así pues, como ya se ha descrito anteriormente, en esta fase el tablero se empotra temporalmente en las pilas.

Bajo este esquema estructural clásico en forma de T (tablero empotrado en las pilas durante la construcción por voladizos sucesivos), el dimensionamiento longitu-

dinal de las pilas vino condicionado básicamente por los esfuerzos debidos a la descompensación de cargas gravitatorias y de viento durante el avance en voladizo. Las pilas han sido proyectadas admitiendo el hormigonado descompensado de una dovela completa, y también se ha considerado la influencia de la asimetría en la distribución y magnitud de las cargas de peso propio a uno y otro lado de la T. Igualmente, se ha considerado también la hipótesis accidental de caída del carro de hormigonado que, como es habitual, se consideró que sólo era posible durante la maniobra de avance, lo que se traduce en que no se admite la posibilidad simultánea de descompensación de una dovela y caída de carro [4]. Dados los pesos de las dovelas y de los carros de avance y la longitud de los sucesivos voladizos del Viaducto de Pujayo, la hipótesis crítica, que condicionó el dimensionamiento de los fustes de las pilas, fue la de caída de carro.

El hecho de que las pilas admitiesen, durante el avance en voladizo, la descompensación de una dovela, permitió la disposición no centrada de los cierres de los vanos centrales (lo que presentaba ventajas desde el punto de vista constructivo). Así pues, para la construcción por avance en voladizo de las diversas T se parte de una dovela 0 sobre cabeza de pilas de 5.0 m de longitud. A partir de esta dovela se añaden, en cada brazo de la T, 9 dovelas de 5.0 m de longitud cada una (Figura 15). En las T de pilas 1 y 4 se añade además una dovela 10, pero de sólo 2.5 m de longitud. De esta forma, en estas dos T la longitud final de voladizo construida es de 50 m, contados desde eje de apoyos. En la T de pila 2 no existe esta dovela 10 final, por la que la longitud final de ambos brazos de la T es de sólo 47.5 m. Finalmente, en la T de pila 3, la dovela 10 de 2.5 m de longitud sólo se construye en el brazo norte, que alcanza una longitud final de voladizo de 50 m, mientras que el brazo sur se queda con una longitud final de 47.5 m. De este modo, al final de su construcción la T de la pila 3 queda descompensada.

Como ya se ha indicado, el dimensionamiento de las secciones de la pila viene condicionado por la hipótesis



Figura 15. Construcción de la T de la pila 1.

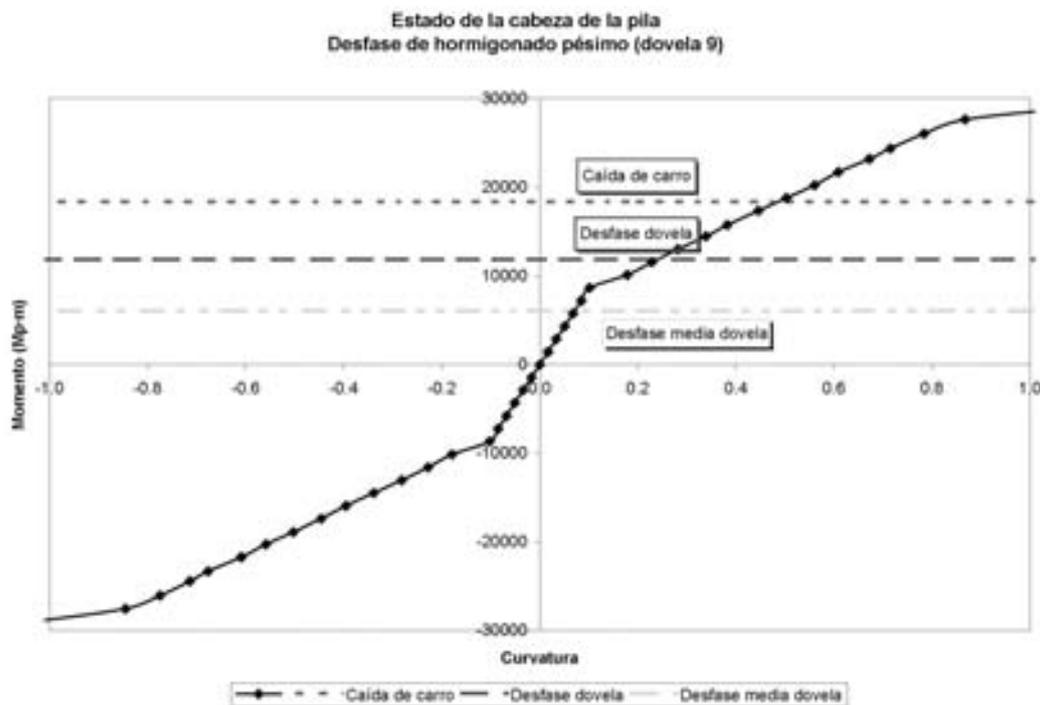


Figura 16. Diagrama momento-curvatura para la cabeza de la pila durante el hormigonado de la dovela 9.

de caída de carro durante el avance en voladizo. Por otra parte, puesto que el hormigonado de cada pareja de dovelas de la T no se realiza de forma simultánea, la pila sufre un momento de desequilibrio. El valor de este momento de desequilibrio es bastante inferior al de la hipótesis de caída de carro y se sitúa en el entorno del momento de fisuración, siendo menor que éste último en las secciones de base de pila. Sin embargo, en las secciones de cabeza de pila, para el hormigonado de algunas dovelas este momento de desequilibrio sí que superaba al momento de fisuración. Parecía razonable evitar la fisuración de la pila durante la construcción, con las consiguientes ventajas que este hecho con-

lleva desde el punto de vista del comportamiento estructural. De este modo, se hizo un estudio de fisuración de las secciones de la pila para el hormigonado desequilibrado de cada una de las dovelas. Las conclusiones que se obtuvieron de este estudio fueron que el hormigonado totalmente descompensado de las dovelas 8 y 9 producía fisuración en las secciones de la pila. Así pues, se tomó la decisión de realizar por fases el hormigonado de las dovelas 8 y 9 (primero la losa inferior y las almas y luego la losa superior). De esta manera se garantizaba que el momento de desequilibrio máximo era siempre inferior al momento de fisuración (Figuras 16 y 17).

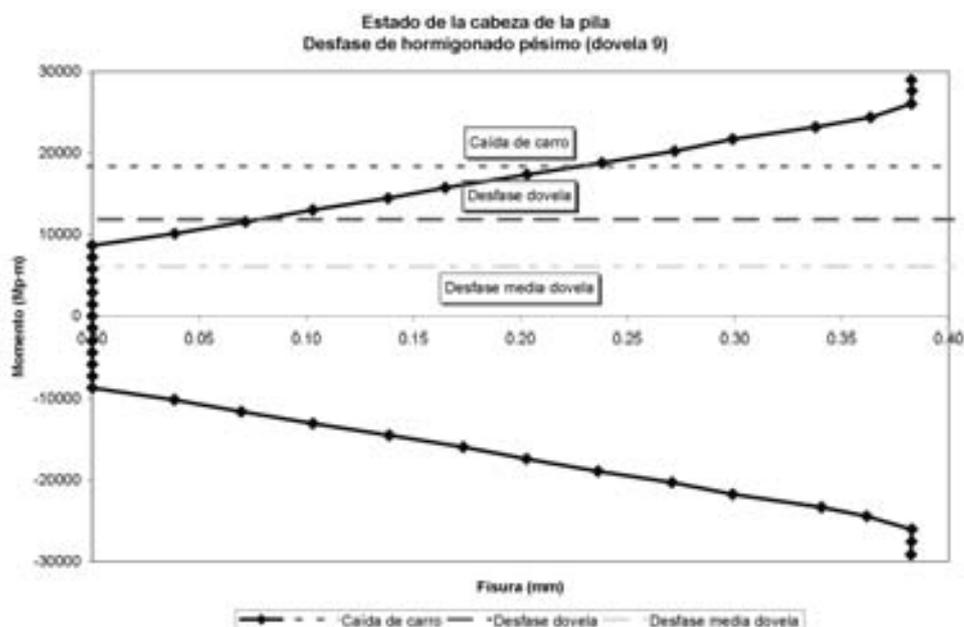


Figura 17. Diagrama momento - fisuración para la cabeza de la pila durante el hormigonado de la dovela 9.

Una vez que se realiza el cierre del tablero, y su comportamiento pasa a ser ya el de una viga continua, es muy habitual mantener el empotramiento entre pilas y tablero. Sin embargo, en el caso del Viaducto de Pujayo la gran diferencia de rigidez entre pilas laterales (cortas y rígidas) y las centrales (más largas y flexibles) supone que los esfuerzos transmitidos por el tablero a las primeras, caso de mantenerse el empotramiento, resulten inadmisibles. Por este motivo, una vez concluido el ciclo de avance en voladizo, se cortó físicamente la conexión empotrada pila-tablero. A partir de este momento el tablero, como se detalló anteriormente, pasa a ser una viga continua que descansa sobre aparatos de apoyo tipo "pot", fijos en las pilas centrales y deslizantes en las pilas laterales y estribos.

En cuanto al esquema resistente del tablero durante el proceso constructivo, son aplicables las mismas ventajas en el comportamiento de la sección cajón ya descritas anteriormente. Asimismo, la geometría del canto variable se adapta perfectamente a la ley parabólica de esfuerzos flectores del tablero durante la situación de voladizo, optimizando de esta forma las necesidades de material. Aquí es donde toma significado el pretensado isostático o de construcción, que discurre por la tabla superior de la sección cajón, asegurando una compresión neta del hormigón durante todas las fases del proceso constructivo.

Una vez que se completa la construcción de un vano se dispone el pretensado de continuidad, situado en la tabla inferior de la sección. Este pretensado permite resistir la flexión positiva de centro de vano debida a la

sobrecarga de tráfico y a la redistribución por fluencia de los esfuerzos de peso propio.

3.3. Modelos de cálculo

Se han elaborado modelos de cálculo con elementos tipo viga, en dos y tres dimensiones, para caracterizar el comportamiento del puente durante las diferentes etapas de su construcción.

Los puentes de hormigón pretensado construidos por avance en voladizo son estructuras fuertemente evolutivas. Para poder evaluar de forma correcta, y con la suficiente precisión, todos estos fenómenos, se ha realizado un análisis tipo I paso a paso en el tiempo a través de un modelo de vigas 2D. El modelo de cálculo representa con exactitud cada una de las trepas y dovelas en que se dividen las pilas y el tablero para su construcción, y se simulan de forma evolutiva los diferentes esquemas estructurales que se configuran en el viaducto a lo largo del tiempo (Figura 18).

En cada esquema estructural se han tenido en cuenta todos los parámetros necesarios para reproducir lo más fielmente posible el comportamiento real del hormigón (como son la edad del hormigón de cada dovela o trepa, el nivel de pretensado existente y las funciones de retracción y fluencia y relajación del acero), de forma que se dispone de un mapa tensional y deformacional del conjunto del viaducto durante todas las etapas del proceso constructivo (Figuras 19 y 20).

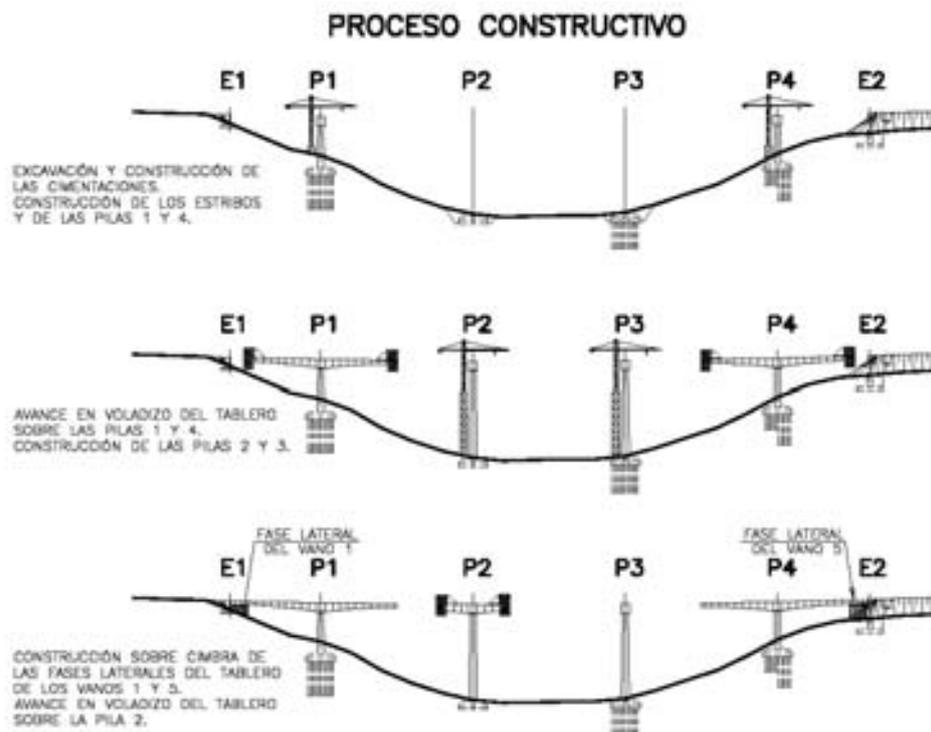


Figura 18. Fases del proceso constructivo.

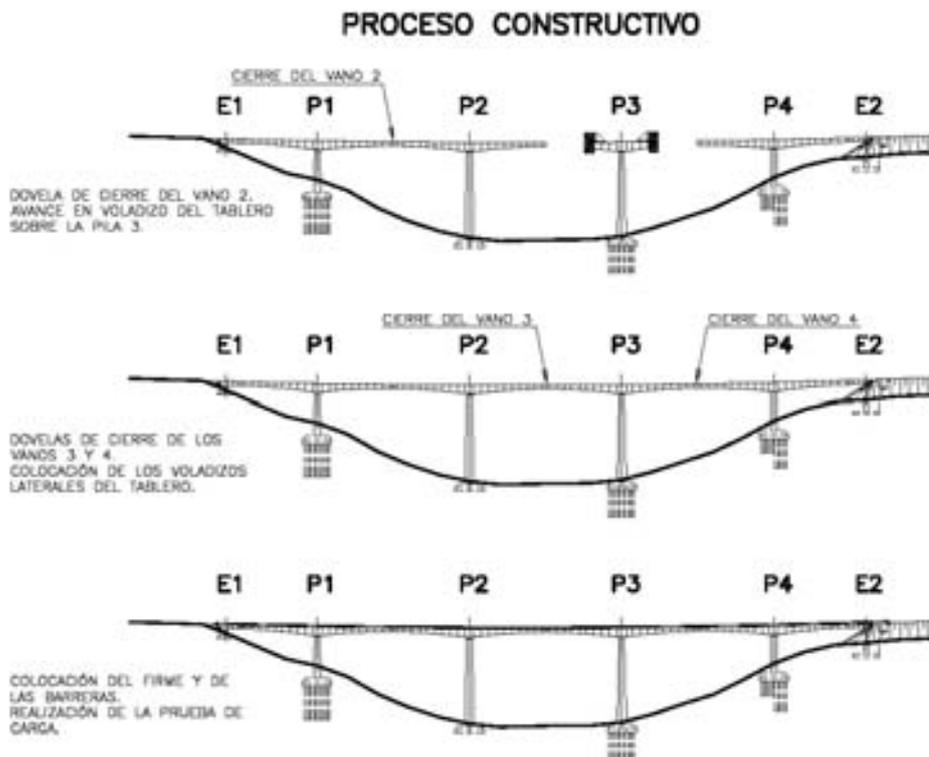


Figura 18 (Cont.). Fases del proceso constructivo.



Figura 19. Modelo de cálculo 2D. Momentos flectores tras el fin de la construcción de la T de la pila 2.

A partir de este modelo se han evaluado también las contraflechas de ejecución que es necesario proporcionar a cada nueva dovela que se construye [5]. Cabe señalar que la contraflecha máxima obtenida fue de 0.21 m.

Los efectos de la curvatura en planta de la estructura se han añadido a posteriori para evaluar también la seguridad frente a estado límite último durante el proceso constructivo

El modelo de viga 3D representa fundamentalmente el comportamiento del puente durante la fase de servicio, una vez cerrados todos los vanos. Lógicamente este modelo incorpora ya los efectos derivados de la curvatura en planta del viaducto, y permite evaluar los diferentes estados límite de servicio y últimos para cada uno de sus elementos.

Se trata de un modelo esencialmente lineal, puesto que al apoyarse el tablero simplemente en las pilas práctica-



Figura 20. Vista aérea del viaducto durante su construcción.

mente es despreciable la influencia del comportamiento no lineal de estas últimas en la respuesta resistente del tablero (Figuras 21 y 22).

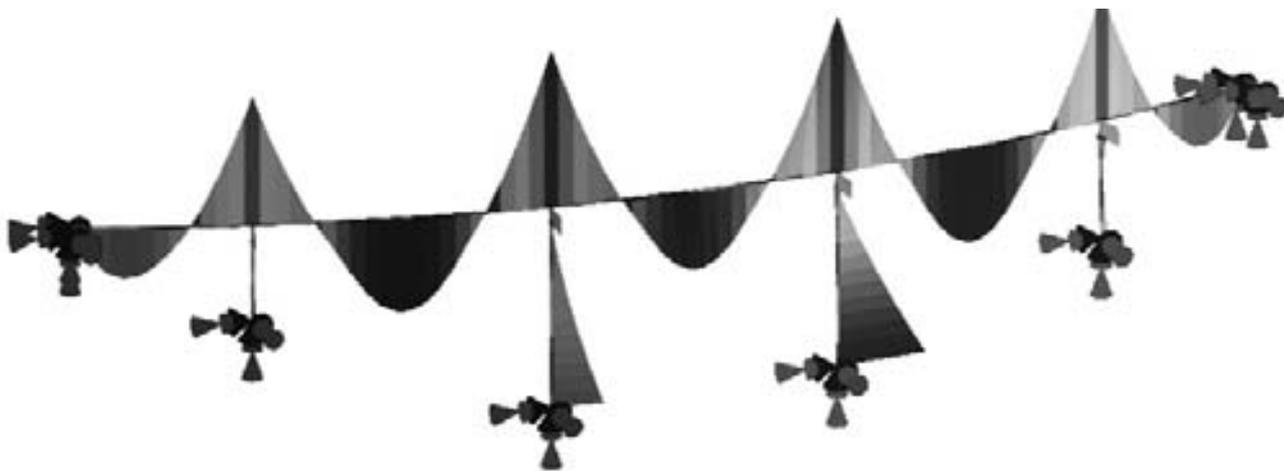


Figura 21. Modelo 3D. Envoltura de momentos flectores positivos a tiempo final.

Sí se ha realizado un estudio particularizado de la respuesta resistente y deformacional de las pilas aisladas en régimen no lineal, con la consideración de posibles errores de construcción en la verticalidad de las pilas, la excentricidad de primer orden, la inestabilidad geométrica de la pila y la influencia de la no linealidad en la relación momento-curvatura.

Se ha realizado también un modelo de cálculo mediante elementos finitos tipo lámina de todo el tablero (Figura 23). Este complejo modelo complementa la información suministrada por los modelos de vigas anteriormente descritos, y sus principales utilidades han sido las siguientes:

- validar y comprobar la bondad de los modelos de vigas y confirmar, por ejemplo, el ancho de la tabla superior e inferior realmente eficaz en condiciones de servicio.
- estudiar la influencia del mecanismo de distorsión del cajón ante las cargas excéntricas de tráfico.
- realizar el dimensionamiento de elementos locales, como los diafragmas de pilas y zonas de introducción de cargas del pretensado, por ejemplo.
- estudiar el mecanismo de trabajo bidimensional de la losa superior ante las cargas de tráfico, compatibilizando la flexión transversal de los nervios con la propia flexión longitudinal global del tablero

3.4. Voladizos laterales

El esquema de flexión transversal del tablero, que posibilita introducir las cargas muertas y de tráfico en el mecanismo de flexión longitudinal global del cajón, es el siguiente. La delgada losa de la tabla superior del tablero (con un espesor de 0.25 m para una luz central de 15.0 m entre almas y vuelos de 5.20 m) se apoya sobre los nervios transversales dispuestos cada 5.00 m. Estos nervios, visibles en los voladizos del tablero, se adentran también en



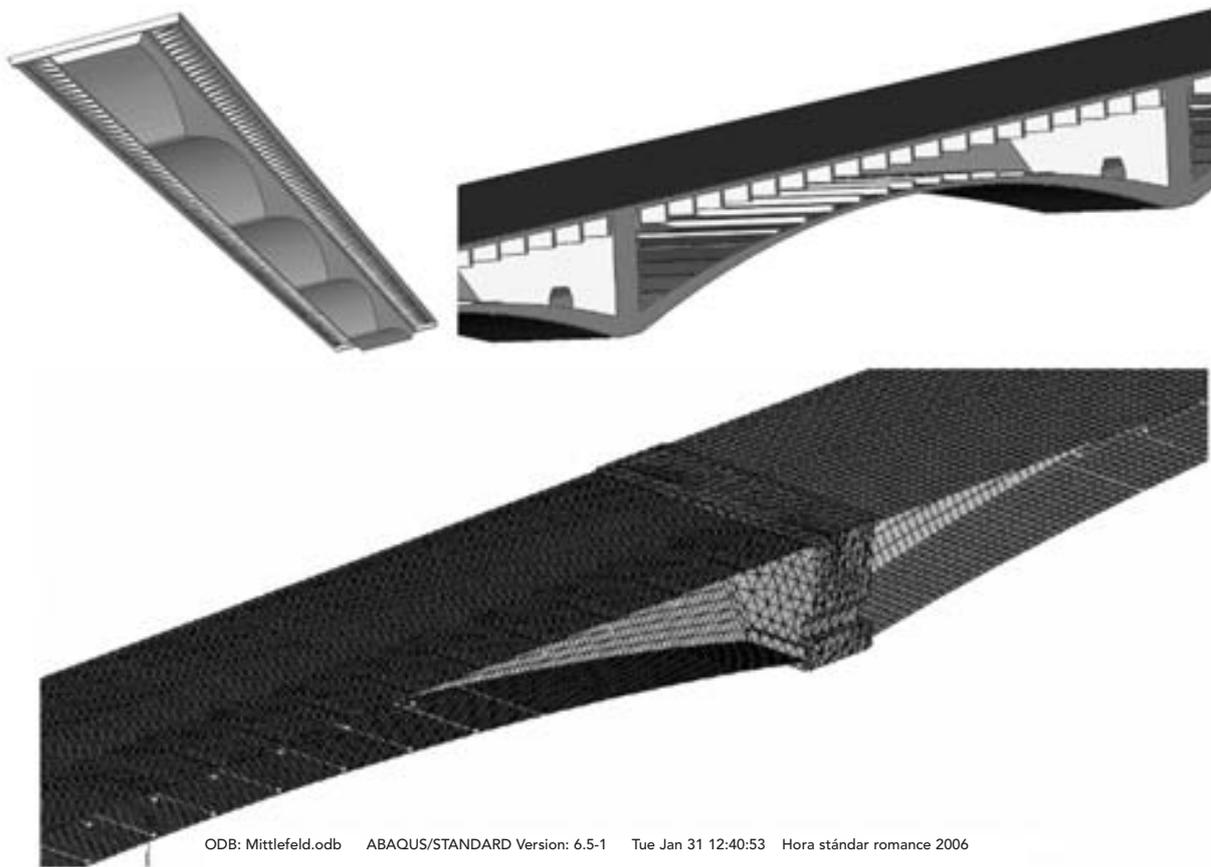
Figura 22. Vista lateral del viaducto una vez terminado.



Figura 23. Tensiones globales en el tablero con el vehículo excéntrico.

el interior del cajón, de manera análoga a los marcos transversales de los tableros metálicos. De esta forma la losa resiste los esfuerzos de flexión local trabajando, tanto transversal como longitudinalmente, como placa apoyada en las almas y en los nervios transversales.

Como ya se dijo anteriormente, para calcular adecuadamente el trabajo como placa de la losa superior se confeccionó un modelo de elementos finitos que simulaba el tablero del puente (Figura 24). Además, con este modelo se obtenían los esfuerzos sobre los nervios transversales. Debido a la flexión longitudinal global del propio tablero los nervios transversales no se comportan como apoyos perfectamente rígidos para la losa superior. En realidad el comportamiento longitudinal de la losa superior se asemeja más al de una viga conti-



ODB: Mittlefeld.odb ABAQUS/STANDARD Version: 6.5-1 Tue Jan 31 12:40:53 Hora estándar romance 2006

Figura 24. MEF para cálculo de flexión local del tablero.

na apoyada sobre muelles de diferente rigidez. De esta forma los vanos de losa apoyados en los muelles más flexibles tendrán momentos positivos longitudinales mayores, mientras que en los que estén apoyados en los muelles más rígidos decrecerá el positivo pero aumentará el negativo. A su vez, los nervios más rígidos (los

cercanos a pila) recibirán más carga de la losa que los más flexibles (los cercanos al centro de la luz del vano), por lo que los esfuerzos de flexión serán mayores en los primeros que en los segundos. La utilización del modelo de elementos finitos permitió tener en cuenta la influencia de todos estos efectos (Figura 25).

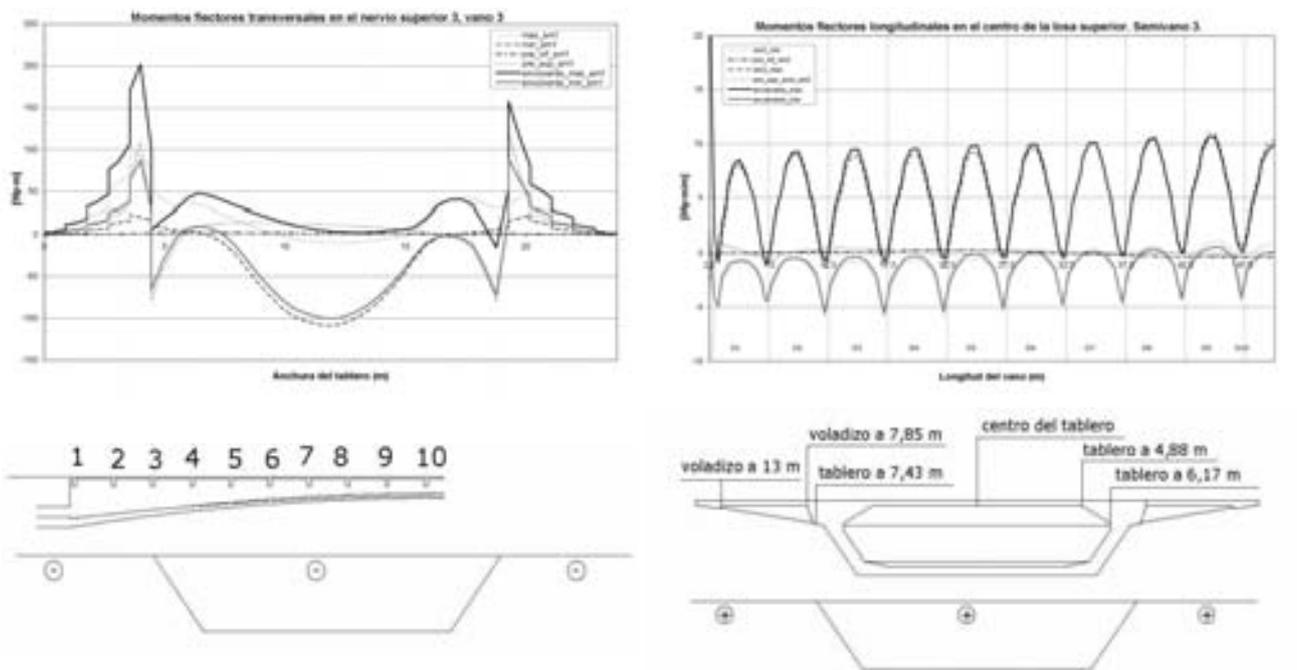


Figura 25. Momentos flectores, obtenidos del MEF, en losa superior y nervios.

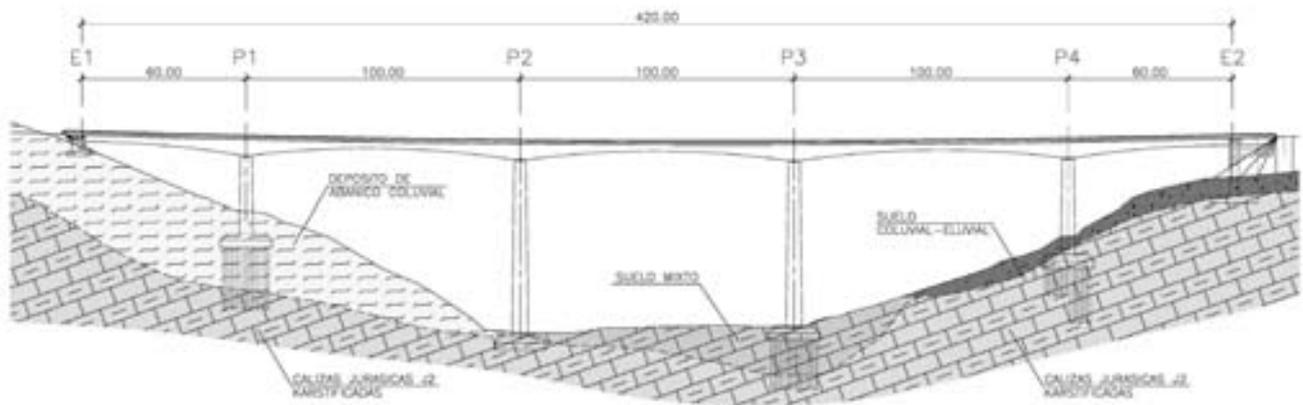


Figura 26. Perfil geotécnico.

3.5. Cimentación de la pila 4

La cimentación de la pila 4 presenta ciertas singularidades que es interesante destacar.

El terreno aflorante en el valle del río Galerón, donde se asienta el viaducto, está formado por un relleno de suelos de origen mixto (aluvial, coluvial y eluvial y suelos de tipo glacia) de espesor variable. Estos materiales se apoyan sobre un sustrato calizo con diversos grados de alteración, como se muestra en el perfil geotécnico (Figura 26).

En el caso de la pila 4 (que inicialmente iba a ser cimentada de forma directa sobre la caliza, igual que la pila 2), una vez que se llegó al fondo de la excavación se detectó la presencia de una cavidad rellena de material arcilloso en una de las esquinas de la cimentación. En un primer momento se consideró la posibilidad de realizar

una cimentación mixta, apoyada una parte directamente en las calizas aflorantes, y con pilotes en la zona arcillosa. Sin embargo, esta solución fue descartada debido a que las tensiones resultantes sobre la caliza resultaban inadmisibles. Así pues, la solución finalmente adoptada consistió en una cimentación profunda de 32 pilotes, de diámetro ϕ 1.50 m y separación entre ejes de 3.0 m. Ahora bien, la longitud de los pilotes era distinta según se empotraban en las calizas (con pilotes de no más de 8 m de profundidad) o en las arcillas (con pilotes de hasta 30 m de profundidad), por lo que hubo de realizarse un complejo modelo de cálculo por elementos finitos para analizar y demostrar el comportamiento aceptable de esta cimentación singular (Figura 27).

Durante la ejecución de los pilotes de la pila 4 se colocaron extensómetros en cabeza y punta tanto de los pilotes largos como de los pilotes cortos (Figura 28). De esta forma se pudo conocer la carga real absorbida por

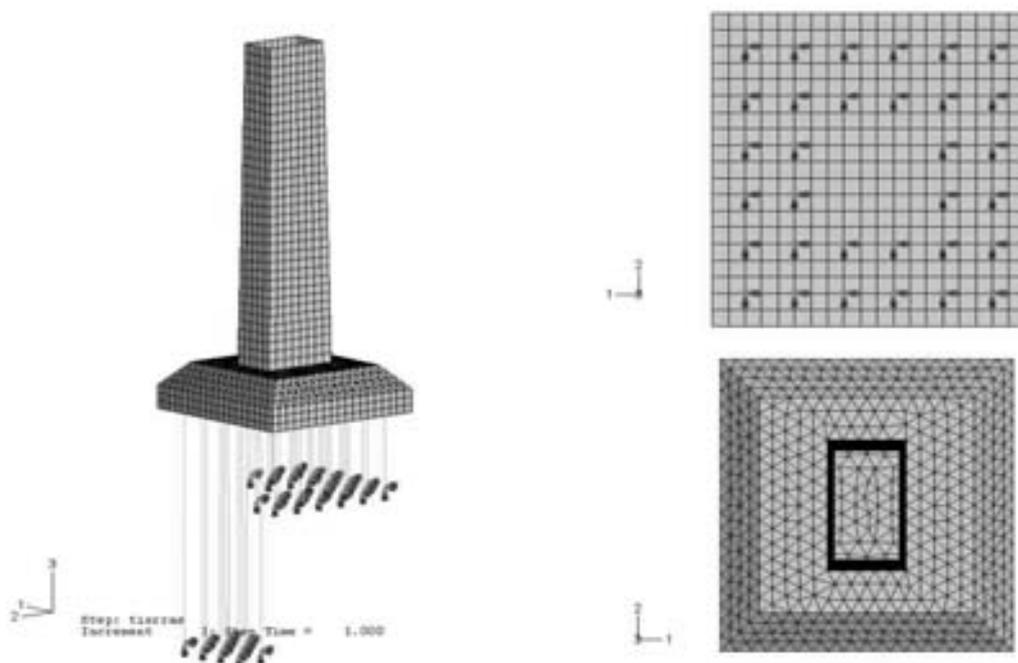


Figura 27. MEF para el cálculo de la cimentación de la pila 4.



Figura 28. Colocación de extensómetros en pilotes de la pila 4.

los pilotes, verificándose los resultados teóricos obtenidos en el modelo de elementos finitos.

4. INSTRUMENTACIÓN

El carácter altamente evolutivo de las estructuras construidas por el método de avance en voladizo, como es el caso del Viaducto de Pujayo, exige realizar, cuando menos, un permanente control geométrico del tablero durante toda la obra.

Tradicionalmente se ha venido realizando este control mediante el empleo de medios topográficos clásicos, a través de los cuales se llevaba a cabo una actualización permanente de la posición de cada una de las dovelas del tablero, comprobando la correspondencia de la situación real del puente con los valores teóricamente esperados y corrigiendo, en su caso, el posicionamiento de las nuevas dovelas pendientes de hormigonar.

Si bien en el caso del Viaducto de Pujayo se ha mantenido este sistema clásico de control, se ha incorporado también un sistema de instrumentación estática permanente de los principales parámetros que gobiernan el comportamiento del puente. Para ello se ha dispuesto una serie de sensores en distintas secciones del tablero y de las pilas, controlados electrónicamente en tiempo real mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por un ordenador. La información suministrada por todos estos sensores era transmitida vía internet en tiempo real a través de una antena parabólica instalada en el puente.

La principal aplicación del sistema de ins-

trumentación estática ha sido la corrección de los efectos parásitos del gradiente y de las sobrecargas desequilibradas de obra sobre las contraflechas teóricas a la hora de posicionar la cota de los carros de avance. Por eso se controlaron en tiempo real los giros en cabeza de pila de cada una de las T mediante la instalación de clinómetros longitudinales. En el momento de posicionar la cota de los carros de avance se leía el giro de desequilibrio que tenía en ese instante la cabeza de pila y se corregía en consecuencia la contraflecha teórica.

Con los clinómetros también se controlaban los giros reales de la T al hormigonar las dovelas, así como si el hormigonado de cada par de dovelas resultaba equilibrado (Figura 29).

Aparte de clinómetros, el sistema de instrumentación se completó con sondas de temperatura y con extensómetros en las secciones clave del tablero (pila y centro luz). De esta forma se podían conocer y controlar los siguientes parámetros estructurales:

- giros en las cimentaciones de las pilas (mediante clinómetros).
- giros en la cabeza de las pilas (mediante clinómetros).
- giros longitudinales del tablero (mediante clinómetros).

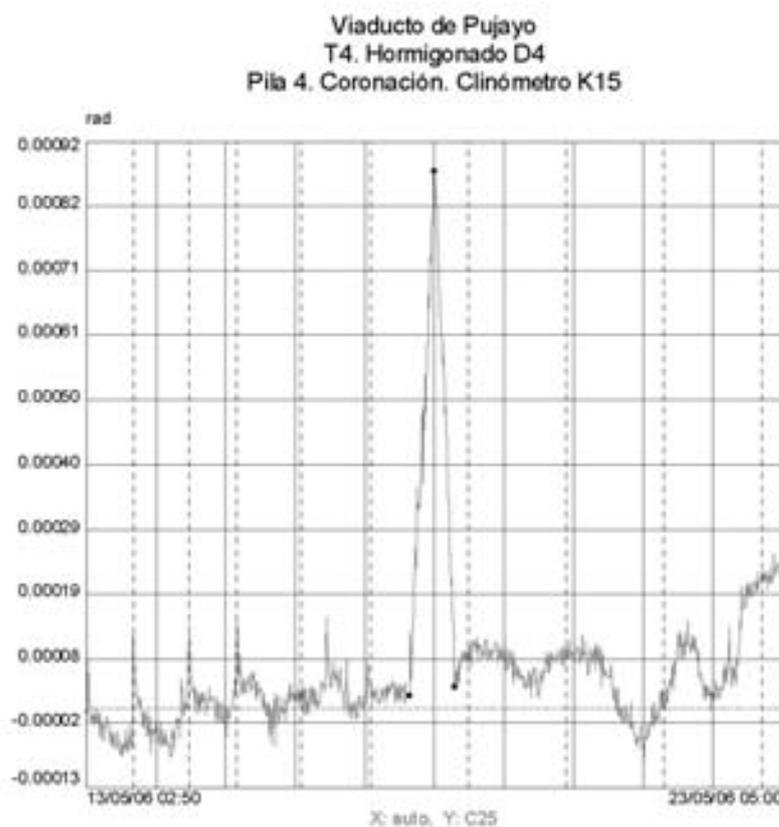


Figura 29. Giros en cabeza de pila 4 durante el hormigonado de la dovela 4 de la T de pila 4.

- esfuerzos en cimentaciones y pilas (mediante extensómetros).
- esfuerzos en el tablero (mediante extensómetros).
- gradientes térmicos longitudinal y transversal en pilas (mediante sondas de temperatura).
- gradientes térmicos vertical y horizontal en tablero (mediante sondas de temperatura).

Todo este sistema de instrumentación ha permitido conocer a lo largo de todo el proceso cuál era el estado real tensodeformacional del viaducto, pudiéndose comparar con los valores teóricamente esperados y verificándose la satisfactoria coincidencia de ambos.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] R. Villegas, M.J. Pantaleón et al. *Viaducto de Montabliz*. Hormigón y Acero, vol. 59, nº 248, 2008, p. 9-40.
- [2] F. Leonhardt. *Hormigón Pretensado*. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid. 1967.
- [3] J. Manterola. *Puentes: Tomo IV*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Madrid. 2000.
- [4] J. Mathivat. *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos*. Editores Técnicos Asociados. Barcelona. 1980.
- [5] C. Menn. *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhäuser Verlag. Basel. 1990.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

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

Ingeniero de Caminos Director de Obra: D. Roberto Villegas Gómez

Empresa Constructora: FERROVIAL – AGROMÁN S.A.

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. José Miguel San Millán San Martín

Empresa Consultora - Asesoría Técnica: APIA XXI S.A.

Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto de la Estructura: D. Marcos J. Pantaleón Prieto y D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Empresa Consultora - Asistencia Técnica y Control de Obra: URBACONSULT S.A. – TORROJA INGENIERÍA, S.A. UTE

Ingeniero de Caminos Jefe de Unidad: D. Celestino Fernández Carral

Instrumentación: KINESIA Ingeniería

PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA

ESTRIBOS:

Hormigón HA-25	4.356,260 m ³
Acero B 500 S	421.505,770 kg

PILAS

Pilotes ϕ 1,500 m	1.640,900 m
Hormigón HA-30:	6.520,000 m ³
Hormigón HA-45:	2.639,740 m ³
Acero B 500 S:	2.781.258,413 kg

TABLERO

Hormigón HP-50:	9.577,200 m ³
Acero B 500 S:	3.191.927,450 kg
Acero Y-1860-S7:	370.126,715 kg
Acero 950/1050:	43.200,957 kg

CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO DE PUJAYO

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

Guillermo ORTEGA CARRERAS

Ingeniero de Caminos

APIA XXI S.A.

Departamento Estructuras I+D

gortega@apiaxxi.es

Alberto DE LUCIO LÓPEZ

Ingeniero de Caminos

FERROVIAL-AGROMÁN

Jefe de Oficina Técnica de Obra

adlucio@ferrovial.es

Resumen

El viaducto de Pujayo es un viaducto de hormigón pretensado construido por el método de avance en voladizo mediante dovelas hormigonadas "in situ". La longitud del viaducto es de 420 m, con una distribución de vanos de 60, 100, 100, 100 y 60 m. La anchura total del tablero es de 26.10 m. La sección transversal está constituida por un único cajón monocelular de almas inclinadas y canto variable. La anchura de la tabla superior del cajón es de 15.70 m, y la tabla inferior varía desde 7.10 m en la sección de pila hasta 12.17 m en la sección de vano. La variación parabólica del canto se produce desde los 6.00 m de canto en pila hasta 2.50 m de canto en la sección de vano. Durante el proceso de avance en voladizo se construye únicamente el cajón central (dividido en dovelas de 5.00 m de longitud), hormigonándose posteriormente los voladizos laterales (que tienen 5.20 m de longitud y están soportados por nervios o costillas con una separación de 5.00 m). Se ha dispuesto instrumentación estática en tiempo real para controlar los principales parámetros que gobiernan el proceso constructivo del tablero.

Palabras Clave: avance en voladizo, hormigón pretensado, canto variable, dovelas, instrumentación

1. Descripción del viaducto

1.1 Descripción general

El viaducto de Pujayo pertenece al tramo Molledo – Pesquera, encuadrado dentro de la Autovía Cantabria – Meseta, dependiente de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria del Ministerio de Fomento. Este viaducto surge de la necesidad de salvar el paso de la autovía sobre el río Galerón, junto al pequeño pueblo de Pujayo que da nombre al puente. Se proyectó un viaducto de 420 m de longitud total con 5 vanos perfectamente encajados dentro del valle, con una disposición de luces de 60, 100, 100, 100 y 60 m. La altura de las pilas es prácticamente simétrica respecto del eje del puente, siendo las pilas 2 y 3 las más altas, con más de 60 m de altura, y resultando las pilas 1 y 4 con la mitad de altura que las anteriores. El puente está inscrito en una curva en planta de radio 600 m, que obliga a disponer un peralte del 8% en la sección transversal de la autovía. Longitudinalmente el puente se desarrolla según un acuerdo parabólico cóncavo, situándose el punto bajo del vértice en las inmediaciones de la pila 3.

Los elevados valores paisajísticos y medioambientales del valle del río Galerón (con proliferación de pinos, hayas y robles en sus laderas), condicionaron el diseño del puente con una única pila por punto de apoyo y una luz mínima en los vanos centrales de 100 m, tal y como prescribía la Declaración de Impacto Ambiental. La disposición de una sola pila en cada apoyo conduce necesariamente a proyectar un único tablero, capaz de albergar los 26.10 m de anchura total de la plataforma de la autovía (con tres carriles de circulación en el sentido ascendente y dos en el descendente), lo que ha supuesto un importante reto técnico desde el punto de vista del proyecto y de la construcción.

Así pues, el tablero del puente está formado por un cajón monocelular de hormigón pretensado, de canto variable, construido por el método de avance en voladizo por dovelas sucesivas hormigonadas "in situ". El sistema de avance en voladizo, en el que el tablero se va hormigonando por dovelas sucesivas a uno y a otro lado de la pila, evita cualquier injerencia de la obra en el valle más allá de la necesaria para la construcción de las propias pilas, sin necesidad de cimbras ni apoyos provisionales.



Fig. 1 Vista aérea del Viaducto de Pujayo

1.2 Pilas

Las pilas se han diseñado bajo el principio de sobriedad y simplicidad de las formas. Así, se ha proyectado una sección transversal rectangular, con variación lineal del canto y de la anchura en función de la altura. Igualmente, para eliminar cualquier rasgo de agresividad en el perfil de las pilas se han redondeado las aristas de la sección transversal.

Todas las pilas parten de las mismas dimensiones en cabeza (7.1 m de anchura x 4.2 m de canto). La doble variación del canto (con pendiente 1/50 en la dimensión transversal y 1/75 en la dimensión longitudinal) conduce a dimensiones distintas en la base de cada pila, en función de su mayor o menor altura. La sección transversal de las pilas, rectangular como ya se ha dicho, es hueca, con un espesor de tabiques de entre 0.40 m y 0.60 m.

La altura de las pilas laterales es de 28.0 m, en el caso de la pila 1, y de 34.4 m, en el caso de la pila 4. Las pilas centrales son más altas, llegándose a alcanzar 64.0 m de altura en la pila 2 y 60.0 m en la pila 3.

Respecto a su cimentación, las pilas 1 y 3 se cimientan de forma profunda mediante 28 pilotes, de diámetro ϕ 1.500 m. Los pilotes son recogidos en cabeza por un encepado de planta cuadrangular de 19.0 m x 19.0 m y canto total de 5.0 m. La pila 2 presenta una cimentación superficial, siendo la geometría de la zapata resultante idéntica a la de los encepados de las pilas 1 y 3. En cuanto a la pila 4, se adoptó una cimentación profunda de 32 pilotes, de diámetro ϕ 1.500 m y separación entre ejes de 3.0 m.



Fig. 2 Pilas 1, 2 y 3

1.3 Estribos

Los estribos del Viaducto de Pujayo son cerrados, con muros en vuelta. La anchura total de los estribos es de 26.0 m, necesarios para dar cabida a todo el ancho del tablero. La altura máxima del estribo 1 es de 8.3 m sobre la cara superior de la cimentación, y de 21.5 m en el caso del estribo 2 (por necesidad de buscar el plano adecuado de cimentación). Sin embargo, la altura realmente vista de los estribos una vez restituida la ladera está en torno a 4.5 m en el estribo 1 y 7.5 m en el estribo 2, valores proporcionados al canto del tablero.

Para evitar la monotonía de los paramentos verticales de los alzados de los estribos se ha roto su planeidad mediante rehundidos en la superficie del hormigón, y se han suavizado los encuentros entre el paramento frontal y los muros laterales (en armonía también con el borde circular de la sección transversal de la pila). Con estos rehundidos y acuerdos curvos se consigue un efecto de relieve que confiere una gran fuerza al conjunto del estribo.



Fig. 3 Vista del estribo 2

Los dos estribos se cimentaron de forma directa mediante zapatas rectangulares. En el caso del estribo 1 la zapata es de dimensiones 26.62 m x 9.25 m en planta y 1.50 m de canto, y en el caso del estribo 2 las dimensiones son 26.62 m x 17.0 m en planta y 2.50 m de canto.

1.4 Tablero

La sección transversal del tablero está compuesta por un cajón monocelular de hormigón pretensado de almas inclinadas, construido por el método de avance en voladizo con dovelas hormigonadas "in situ", y por sendos voladizos laterales, que se realizan una vez cerrados los diversos vanos del tablero. El canto del tablero, con variación parabólica, alcanza una altura máxima de 6.0 m sobre la sección de apoyo en pila y una altura mínima de 2.5 m en el centro de luz. De esta forma la esbeltez varía desde un valor de $L/16.6$ en pila hasta los $L/40$ en centro de luz de los vanos, lo que indica la notable esbeltez de este viaducto. En los vanos laterales la parábola de definición del canto es la misma en los 50 m a cada lado de la pila, y se une al estribo con un tramo de 10 m de longitud y canto constante 2.5 m.

La anchura de la tabla superior del cajón es constante e igual a 15.70 m, mientras que la tabla inferior presenta una anchura variable entre los 7.10 m en la sección de pilas hasta los 12.17 m en la sección de centro de luz. Para completar los 26.10 m de anchura de la plataforma se disponen a cada lado del cajón central sendos voladizos laterales de 5.20 m de longitud y 0.25 m de canto. Estos voladizos están rigidizados cada 5.0 m por unos nervios transversales, que se prolongan desde los extremos hasta la parte interior del cajón.



Fig. 4 Detalle del tablero

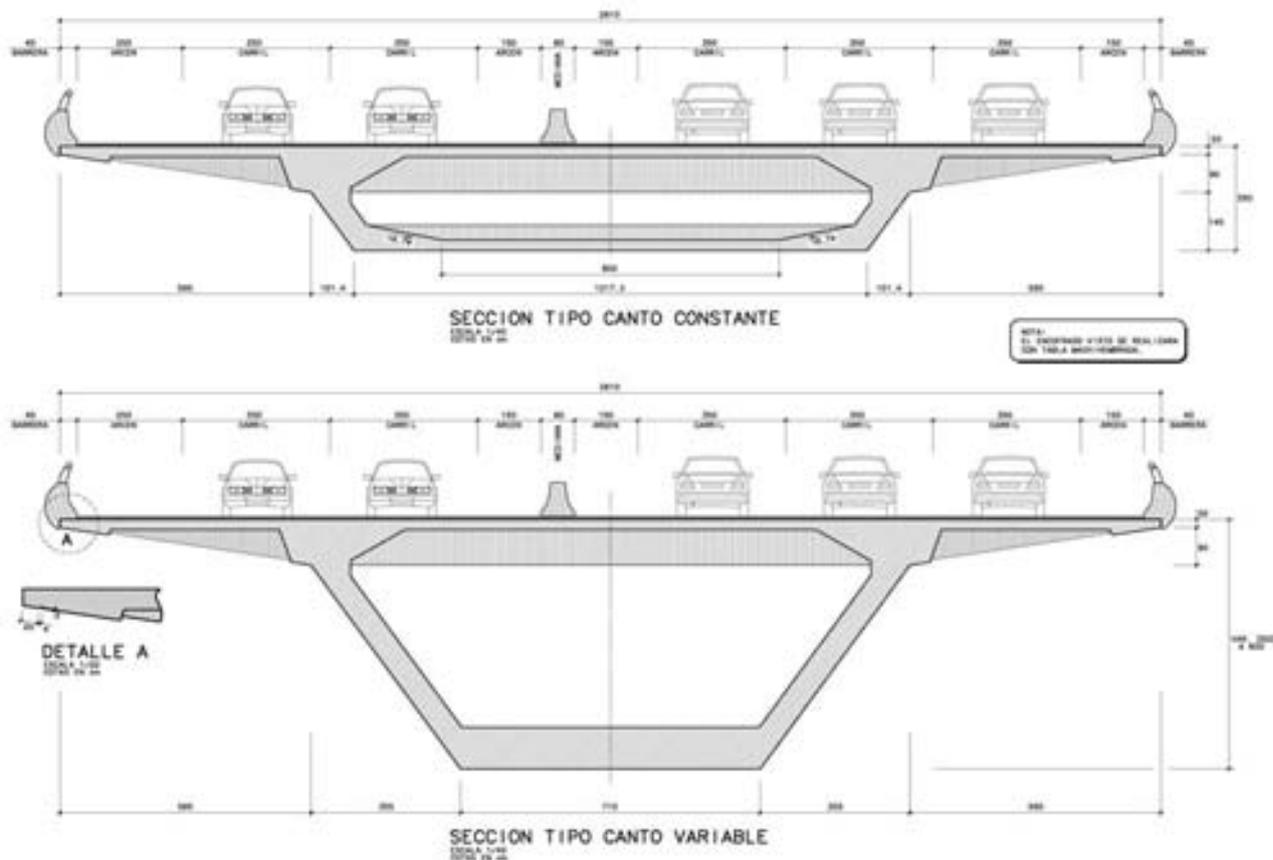


Fig. 5 Sección transversal del tablero

Por razones de durabilidad, el diseño del pretensado de construcción, con trazado recto a través de la cabeza y losa superior, se ha reforzado para trabajar con un hormigón permanentemente comprimido en la tabla superior (expuesta a la utilización de sales fundentes por las nevadas). En las T de las pilas 1 y 4 este pretensado se compone de un total de 68 tendones de 19 cordones de 0.6". Para optimizar el ciclo de ejecución de las dovelas, en las T de las pilas 2 y 3 se decidió emplear tendones de 31 cordones de 0.6". De esta forma el número total de tendones se redujo a 42 en cada T, con lo que se vieron facilitadas las labores de ferrallado y hormigonado de la zona de anclajes.

El pretensado de continuidad de los vanos centrales se compone de un total de 34 tendones de 12 cordones de 0.6". Estos tendones discurren por la tabla inferior del tablero, siguiendo su trazado parabólico, anclándose en unas cuñas dispuestas a tal efecto sobre la losa inferior. En la parte extrema de los vanos laterales se dispone un pretensado de continuidad formado por 10 tendones de 19 cordones de 0.6". Por el extremo del voladizo los tendones se anclan en unas cuñas dispuestas en la tabla inferior de las dovelas 6 y 7. Discurren por las cartelas de la tabla inferior siguiendo su trazado parabólico hasta que llegan a los 10 m finales de canto constante, contruidos sobre cimbra. En ese momento los tendones comienzan a subir por las almas, con un trazado parabólico, hasta anclarse en el diafragma de estribo.



Fig. 6 Esquema de pretensado longitudinal

También se ha dispuesto un pretensado vertical en las almas, garantizando la ausencia de fisuración por cortante en estos elementos.

2. Construcción

2.1 Proceso constructivo

Siguiendo el orden cronológico, los trabajos de construcción del Viaducto de Pujayo comenzaron con la apertura de los caminos de acceso a las pilas y la excavación de las cimentaciones. Tras estas labores se ejecutaron los pilotes y se procedió al hormigonado de las zapatas y encepados.

Las pilas se construyeron utilizando encofrados trepantes, por módulos de 4.0 m de altura, con ayuda de una grúa torre. La ferralla de cada una de las cuatro caras de la pila se premontaba en el suelo y se elevaba hasta su posición con la mencionada grúa torre. Las pilas 1 y 4 fueron las primeras en terminarse, para así poder iniciar la construcción del tablero. Los fustes de las pilas 2 y 3 se construyeron simultáneamente al avance en voladizo del tablero en las pilas 1 y 4.

El proceso constructivo considerado para el tablero del viaducto ha sido el de avance en voladizos sucesivos desde las pilas. Pero durante el avance en voladizo únicamente se construye el cajón central de 15.70 m de anchura, hormigonándose posteriormente los voladizos laterales del tablero una vez que se realiza el cierre de los vanos.

Siguiendo este esquema, una vez concluidas las pilas 1 y 4 se inició el avance en voladizo del tablero, materializándose la típica composición en T formada por la pila y los "brazos" del tablero que van prolongándose a cada lado de ella.

Particularmente laborioso fue el inicio de los trabajos de construcción del tablero sobre la pila 1, pues era la primera vez que se acometía este tajo en la obra. Tanto las labores de ejecución de la dovela 0, como las de montaje y posicionamiento del potente carro metálico de avance de 140 t de peso, ocuparon un periodo de casi 4 meses.

El ciclo de construcción de una dovela comienza con el avance del carro hasta el frente de la última dovela hormigonada. Posteriormente se posiciona el carro con la contraflecha adecuada y se procede al ferrallado y hormigonado de la dovela. Por razones de optimización del ciclo las operaciones de ferrallado y hormigonado se realizaban en dos fases: primero la losa inferior del cajón y posteriormente las almas y la losa superior. Una vez hormigonada la dovela (siempre desde adelante a atrás para que la propia deformación del carro de avance no perjudique la junta entre dovelas) se desencofraba y finalmente se tesaban los tendones del pretensado isostático, o de construcción, finalizando así un ciclo con una duración media de 10 días (pero que, una vez optimizado y con condiciones meteorológicas favorables, se llegó a rebajar hasta los 7 días). De esta forma se construyeron un total de 9 dovelas de 5.0 m de longitud a cada lado de la pila 1, más una dovela extrema de 2.5 m de longitud.



Fig. 7 T de pilas 1 y 4 acabadas. Avance en voladizo en T de pila 2

Las fases laterales de los vanos 1 y 5 se hormigonaron sobre cimbra apoyada en el terreno, tesándose posteriormente el pretensado de continuidad. Después de este tesado, y previo anclaje temporal del tablero a los estribos, se procedió al corte de los blocajes provisionales de las pilas 1 y 4 al tablero. Sucesivamente fueron hormigonadas las dovelas de cierre de los vanos 2 y 4, se cortó el blocaje provisional de unión de las pilas 2 y 3 al tablero y se tesó el pretensado de continuidad de esos vanos. El cierre definitivo de todo el tablero se realizó en el vano 3, pudiéndose ya dar paso y continuidad a la obra a través del Viaducto de Pujayo.

Los trabajos de hormigonado de los voladizos laterales del tablero en los vanos 1 y 2 comenzaron antes incluso de que se acometiera el cierre definitivo del cajón en el vano 3, con el fin de acortar el plazo final de terminación del viaducto.

La construcción de estos voladizos comenzaba con la ejecución de la parte volada de los nervios transversales, hormigonados sobre unos encofrados metálicos específicamente diseñados al efecto y que se anclaban en el cajón ya construido. Una vez realizados estos nervios se hormigonaba "in situ" la losa de los voladizos laterales, mediante

encofrados que se colgaban de los propios nervios ya contruidos. En el caso de los voladizos del tablero en los vanos 3 y 4 este proceso se optimizó, sustituyéndose los encofrados por prelasas colaborantes de hormigón prefabricado.

Posteriormente, se colocaron las barreras laterales y la mediana y se extendió la impermeabilización del tablero y el firme. Finalmente, se realizó la preceptiva prueba de carga estática, así como la prueba de carga dinámica.

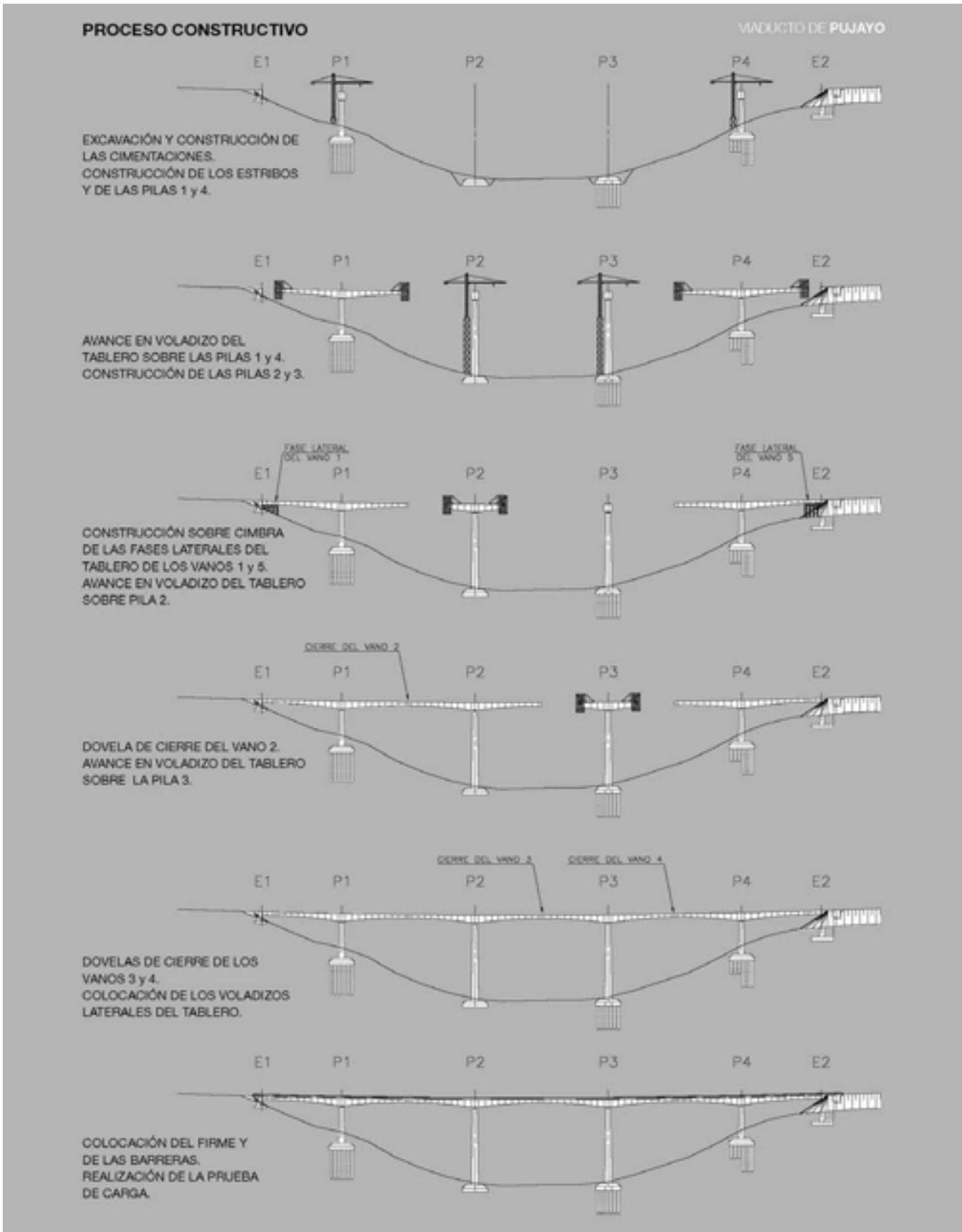


Fig. 8 Desarrollo del proceso constructivo

2.2 Avance en voladizo

Para garantizar la estabilidad del conjunto, durante la fase de construcción del tablero por avance en voladizo la unión entre tablero y pilas ha sido diseñada de forma que, temporalmente, las pilas sean capaces de empotrar el giro longitudinal del primero. Para ello se proyectaron unos muretes provisionales de hormigón, situados entre la coronación de las pilas y el fondo del tablero, a través de los cuales se prolongó la armadura vertical de las pilas hasta introducirse en las dovelas 0 del tablero.

Bajo este esquema estructural clásico en forma de T (tablero empotrado en las pilas durante la construcción por voladizos sucesivos), el dimensionamiento longitudinal de las pilas vino condicionado básicamente por los esfuerzos debidos a la descompensación de cargas gravitatorias y de viento durante el avance en voladizo. Las pilas han sido proyectadas admitiendo el hormigonado descompensado de una dovela completa, y también se ha considerado la influencia de la asimetría en la distribución y magnitud de las cargas de peso propio a uno y otro lado de la T. Igualmente, se ha considerado también la hipótesis accidental de caída del carro de hormigonado que, como es habitual, se consideró que solo era posible durante la maniobra de avance, lo que se traduce en que no se admite la posibilidad simultánea de descompensación de una dovela y caída de carro.

El hecho de que las pilas admitiesen, durante el avance en voladizo, la descompensación de una dovela permitió la disposición no centrada de los cierres de los vanos centrales (lo que presentaba ventajas desde el punto de vista constructivo). Así pues, para la construcción de las diversas T se parte de una dovela 0 sobre cabeza de pilas de 5.0 m de longitud. A partir de esta dovela se añaden, en cada brazo de la T, 9 dovelas de 5.0 m de longitud cada una y una dovela 10 de solo 2.5 m de longitud. De esta forma, la longitud final de voladizo construida es de 50 m, contados desde eje de apoyos. En la T de pila 2 no existe esta dovela 10 final, por la que la longitud final de ambos brazos de la T es de solo 47.5 m. Finalmente, en la T de pila 3 la dovela 10 de 2.5 m de longitud solo se construye en el brazo norte, que alcanza una longitud final de voladizo de 50 m, mientras que el brazo sur se queda con una longitud final de 47.5 m. De este modo, al final de su construcción la T de la pila 3 queda descompensada.

El dimensionamiento de las secciones de la pila viene condicionado por la hipótesis de caída de carro durante el avance en voladizo. Por otra parte, puesto que el hormigonado de cada pareja de dovelas de la T no se realiza de forma simultánea, la pila sufre un momento de desequilibrio, cuyo valor es bastante inferior al de la hipótesis de caída de carro y se sitúa en el entorno del momento de fisuración. Parecía razonable evitar la fisuración de la pila durante la construcción. De este modo, se hizo un estudio de fisuración de las secciones de la pila para el hormigonado desequilibrado de cada una de las dovelas. Las conclusiones que se obtuvieron fueron que el hormigonado totalmente descompensado de las dovelas 8 y 9 producía fisuración en las secciones de la pila. Así pues, se tomó la decisión de realizar por fases el hormigonado de las dovelas 8 y 9 (primero la losa inferior y las almas y luego la losa superior). De esta manera se garantizaba que el momento de desequilibrio máximo era siempre inferior al momento de fisuración.

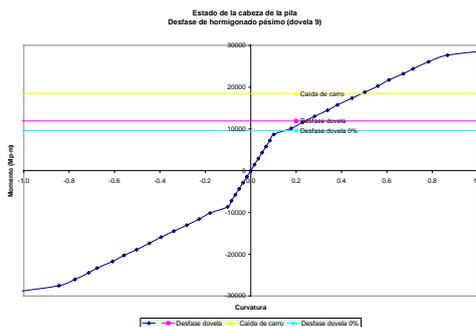


Fig. 9 Diagrama momento – curvatura en cabeza de pila 4 durante el hormigonado de la dovela 9

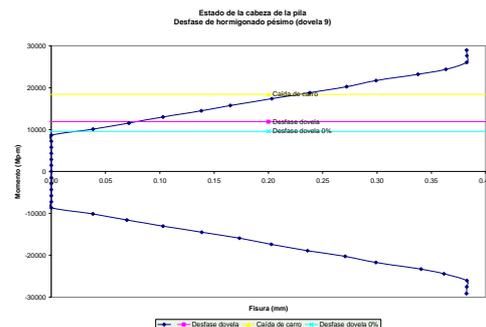


Fig. 10 Diagrama momento – fisuración en cabeza de pila 4 durante el hormigonado de la dovela 9

2.3 Cierres

Para la ejecución de las dovelas de cierre, de 2.5 m de longitud, se descartó la utilización de los carros de hormigonado de dovelas debido a su elevado peso (140 t), que podría causar problemas de fisuración en la dovela de cierre recién hormigonada al ser retirados.

Se optó por diseñar una estructura más ligera, que limitara los movimientos relativos entre los extremos de los voladizos durante el hormigonado de la dovela de cierre. La estructura utilizada se compone del encofrado inferior de los carros (que se encarga de soportar el peso del hormigón fresco) y de dos estructuras gemelas dispuestas sobre la losa superior del tablero (una sobre cada alma de la sección transversal) que se encargan de transmitir de un voladizo al otro

los esfuerzos generados por las acciones gravitatorias y térmicas. Cada una de estas estructuras están formadas por dos vigas metálicas doble T de 0.90 m de canto, arriestradas entre sí. La transmisión de esfuerzos de las vigas a las dovelas se realiza por medio de apoyos materializados mediante tacos de madera (que transmiten los esfuerzos de compresión) y por barras verticales pasantes pretensadas (que transmiten los esfuerzos de tracción). Por uno de sus extremos la estructura auxiliar se empotraba al voladizo de hormigón (utilizando para ello un doble apoyo que transmite el momento flector por un mecanismo de tracción – compresión). Por el extremo contrario la estructura auxiliar estaba simplemente apoyada en el otro voladizo de hormigón. Con este esquema estructural ambos voladizos quedaban unidos entre sí mediante una rotula, que impedía el desplazamiento relativo entre los extremos de ambos voladizos, pero que sí permitía el giro relativo entre ambos. Con la rigidez de la estructura finalmente diseñada, se comprobó que el valor máximo de este giro relativo era lo suficientemente pequeño, para que las fuerzas de desviación (causadas por el quiebro que se provocaba) en los tendones del pretensado de continuidad fueran asumibles.



Fig. 11 Dovela de cierre de vanos centrales

2.4 Corte de los blocajes provisionales de pilas

Una vez que se realiza el cierre del tablero es muy habitual mantener el empotramiento entre pilas y tablero. Sin embargo, en el Viaducto de Pujayo la gran diferencia de rigidez entre pilas laterales (cortas y rígidas) y las centrales (más largas y flexibles) supone que los esfuerzos transmitidos por el tablero a las primeras, caso de mantenerse el empotramiento, resulten inadmisibles. Por este motivo, una vez concluido el avance en voladizo, se cortó la conexión empotrada pila – tablero. A partir de este momento el tablero pasa a ser una viga continua que descansa sobre aparatos de apoyo tipo “pot”, fijos en las pilas centrales y deslizantes en las pilas laterales y estribos.

Para liberar el empotramiento fue necesario cortar las barras de armadura que conectaban pila y tablero, así como el hormigón de los muretes. La operación de corte se realizó mediante hilo de diamante desde unas plataformas instaladas alrededor de la cabeza de pilas. Dado el gran peso de los bloques a retirar la operación de corte se tuvo que dividir en varias fases.

Conforme se iban cortando los muretes la carga vertical del tablero sobre la pila se iba transfiriendo a los aparatos de apoyo. Para asegurar que esta transferencia de carga no se produjese de forma brusca, el recinto estanco entre tablero y pila, limitado por los muretes de empotramiento, se rellenó con arena. Esta arena iba saliendo de forma progresiva al ir cortando los muretes, garantizándose así que el acoplamiento final del tablero sobre los aparatos de apoyo se hacía de forma amortiguada.



Fig. 12 Corte del blocaje provisional de pila 2



Fig. 13 Detalle del apoyo del tablero sobre la pila

2.5 Voladizos laterales

La construcción de la tabla superior entre almas se hacía durante el avance en voladizo como parte del cajón central de la sección transversal. Una vez cerrados los vanos se procedía a construir los voladizos laterales para completar la totalidad de la anchura de la plataforma.

La construcción de los voladizos laterales comenzaba con la ejecución de la parte volada de los nervios transversales. Para ello se utilizaban unos carros específicos de hormigonado que se anclaban en el cajón ya construido.



Fig. 14 Construcción de nervios laterales



Fig. 15 Nervios laterales

Una vez realizados los nervios se hormigonaba "in situ" la losa de los voladizos laterales. Para ello se utilizaban unos encofrados que se colgaban de los nervios construidos previamente. Tras el hormigonado de la losa se descolgaban los encofrados haciéndolos girar alrededor del borde libre de la losa y se recuperaban con una grúa automóvil situada sobre el tablero.

Posteriormente, se optimizó la construcción de los voladizos laterales mediante la utilización de prelas apoyadas en los nervios previamente ejecutados, con lo que se evitaba el uso de los encofrados (con el consiguiente ahorro de tiempo). Estas prelas tenían 0.08 m de espesor y sobre ellas se vertía "in situ" el hormigón necesario para completar el resto de la losa. Las prelas presentaban la particularidad de carecer de celosía electrosoldada en la zona contigua al cajón ya construido. La razón de esta ausencia de celosía electrosoldada estriba en que interfiere con las esperas de la armadura transversal de los voladizos laterales. Por este motivo, el hormigonado del voladizo lateral se hacía en dos fases: primero se hormigonaba la zona que sí constaba de celosía electrosoldada y después, cuando ésta endurecía, se completaba el hormigonado de la zona sin celosía electrosoldada contigua al cajón central.



Fig. 16 Encofrado para hormigonado de voladizos laterales



Fig. 17 Prelas para hormigonado de voladizos laterales

3. Instrumentación

El carácter altamente evolutivo de las estructuras construidas por el método de avance en voladizo, como es el caso del Viaducto de Pujayo, exige realizar, cuanto menos, un permanente control geométrico del tablero durante toda la obra.

En el caso del Viaducto de Pujayo, además de mantenerse el sistema topográfico clásico de control, se ha incorporado también un sistema de instrumentación estática permanente de los principales parámetros que gobiernan el comportamiento del puente. Para ello se han dispuesto una serie de sensores en distintas secciones del tablero y de las pilas, controlados electrónicamente en tiempo real mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por un ordenador.

La principal aplicación del sistema de instrumentación estática ha sido la corrección de los efectos parásitos del gradiente y de las sobrecargas desequilibradas de obra sobre las contraflechas teóricas, a la hora de posicionar la cota de los carros de avance. Por eso se controlaron en tiempo real los giros en cabeza de pila de cada una de las T mediante la instalación de clinómetros longitudinales. En el momento de posicionar la cota de los carros de avance se leía el giro de desequilibrio que tenía en ese instante la cabeza de pila y se corregía en consecuencia la contraflecha teórica. Con los clinómetros también se controlaban los giros reales de la T al hormigonar las dovelas, así como si el hormigonado de cada par de dovelas resultaba equilibrado.



Fig. 18 Clinómetros

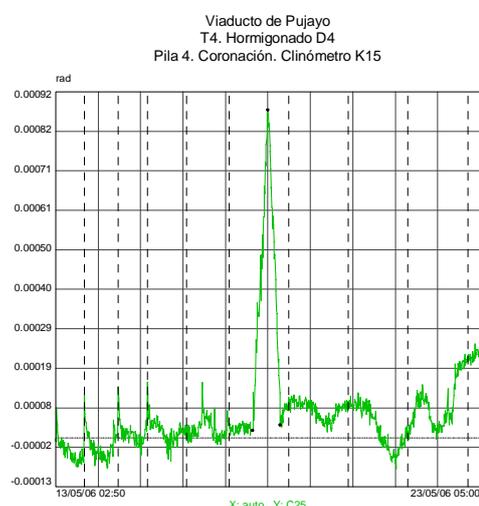


Fig. 19 Hormigonado de una dovela. Giros en cabeza de pila

Aparte de clinómetros, el sistema de instrumentación se completó con sondas de temperatura y con extensómetros en las secciones clave del tablero (pila y centro luz). De esta forma se podían conocer y controlar los siguientes parámetros estructurales: giros en las cimentaciones y cabezas de las pilas, giros longitudinales del tablero, esfuerzos en el tablero, gradientes térmicos longitudinal y transversal en pilas y vertical y horizontal en el tablero.

4. Ficha técnica

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

Ingeniero de Caminos Director de Obra: D. Roberto Villegas Gómez

Empresa Constructora: FERROVIAL – AGROMAN S.A.

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. José Miguel San Millán San Martín

Empresa Consultora - Asesoría Técnica: APIA XXI S.A.

Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto de la Estructura: D. Marcos J. Pantaleón Prieto y D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Empresa Consultora - Asistencia Técnica y Control de Obra: URBACONSULT S.A. – J.A. TORROJA OFICINA TÉCNICA S.A. UTE

Ingeniero de Caminos Jefe de Unidad: D. Celestino Fernández Carral

Instrumentación: KINESIA Ingeniería