

Thame Valley - Viaducto DfMA para HS2 en el Reino Unido

Thame Valley – DfMA Viaduct for HS2 in the UK

Fernando Madrazo Aguirre^{a,b}

^a Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. COWI, Londres, Reino Unido. Asociado. femz@cowi.com

^b Visiting Design Fellow, Imperial College London. fma@imperial.ac.uk

RESUMEN

El Viaducto de Thame Valley es parte del proyecto HS2 en el Reino Unido, que conectará mediante trenes de alta velocidad las ciudades de Londres y Birmingham. Se trata de un viaducto de vía doble y con una longitud de 880 m. La tipología original se cambió para acelerar su construcción, y como resultado se utilizaron principios de DfMA (*Design for Manufacture and Assembly*) para prefabricar el mayor número de elementos estructurales y minimizar la necesidad de medios auxiliares en obra. Este artículo presenta los principales aspectos del diseño del viaducto, así como algunas de las estrategias que se utilizaron en fase de diseño para facilitar su construcción.

ABSTRACT

Thame Valley Viaduct is part of the HS2 project, which will connect London and Birmingham in the UK by means of a new high-speed railway. The viaduct carries two tracks and has a total length of 880 m. The original design was changed to accelerate the construction of the viaduct, and as a result, DfMA (*Design for Manufacture and Assembly*) principles were employed to precast the largest number of structural elements as possible and to minimise the need for temporary works. This paper presents the main design features of the viaduct, as well as some of the design strategies followed to facilitate the construction of the bridge.

PALABRAS CLAVE: puente, alta velocidad, ferrocarril, prefabricación, DfMA, sostenibilidad

KEYWORDS: bridge, high-speed, railway, precast, DfMA, sustainability

1. Introducción

High Speed 2 (HS2) es la nueva línea de Alta Velocidad del Reino Unido. La primera línea conecta la estación de St. Pancras, en la capital, con el túnel del Canal de La Mancha, para más adelante seguir en terreno francés. Dicha línea se construyó en el 2007. HS2 se divide en dos fases: la primera conectará Londres con Birmingham (las dos ciudades más grandes del Reino Unido); mientras que la segunda, cuyo desarrollo se paralizó en el 2024, debía conectar

Birmingham con el norte de Inglaterra (con ciudades como Mánchester). Aunque en la actualidad Londres y Birmingham se encuentran conectadas por un ferrocarril, el principal objetivo de HS2 es aumentar la capacidad de la línea actual para crear una conexión más fiable, y potenciar el tránsito de mercancías en la línea actual. Dicha primera fase (en adelante HS2) consiste en una línea de ferrocarril de 230 km de longitud, en el que

también se incluyen cuatro nuevas estaciones, dos cocheras nuevas, más de 50 km de túneles y un total de 130 puentes. Su puesta en servicio está planificada para 2032 [1].

El proyecto está promovido y desarrollado por HS2 Limited, dependiente del Departamento de Transporte del Gobierno Británico y que está financiado con dinero público. HS2 Limited ha licitado el proyecto en distintos paquetes que incluyen: infraestructura civil, estaciones, vía, material rodante, etc. Los paquetes de infraestructura civil son cuatro, y el Viaducto Thame Valley se encuentra en el C2-C3, que es lo que se denomina la zona central y está delimitado por los túneles de Chiltern, al sur, y el túnel Long Itchington Wood Green Tunnel, en el norte.

El contrato C2-C3 se adjudicó a una UTE de las constructoras Carillion-Eiffage-Kier (CEK). Al tratarse de un contrato 'Early Contractor Involvement' (ECI), la UTE de Arcadis-Setec-COWI (ASC) trabaja para CEK diseñando la infraestructura. Moxon Architects también ha participado en el diseño dando soporte a ASC. Sin embargo, Carillion fue a la quiebra en el 2018, y en su lugar Ferrovial y BAM entraron posteriormente en la UTE, que se pasó a denominar EKFB.

A partir del diseño de referencia (o Anteproyecto) de HS2 Limited, CEK/EKFB y ASC comenzaron a desarrollar el Proyecto Básico en el 2017 para definir el trazado y las principales estructuras necesarias. A partir del año 2020 comenzó el Proyecto Constructivo, incluido el diseño original del Viaducto de Thame Valley, que luego evolucionó hasta llegar al actual diseño DfMA (*Design for Manufacture and Assembly*, por sus siglas en inglés).

2. Diseño conceptual

El Viaducto de Thame Valley se encuentra al noroeste del pueblo Aylesbury, en el condado de Buckinghamshire. Atraviesa una llanura de inundación relativamente amplia, a pesar de que

en condiciones normales solo la atraviesa un pequeño río llamado Thame, que es afluente del Río Támesis (Thames River). Existe además un pequeño humedal a escasos metros del trazado de la vía, del que también sale un afluente del río Thame, aunque su cauce se encuentra seco en los meses estivales. El entorno es principalmente rural, con poca vegetación, aunque con un bosque cerca del extremo sur del puente. También existen terrenos de cultivo en los alrededores del viaducto; ver Figura 1.



Figura 1. Ubicación del Viaducto de Thame Valley, en las afueras de Aylesbury.

El trazado discurre aproximadamente a 5 m sobre la cota del terreno, por lo tanto relativamente bajo. Sin embargo, el viaducto es visible desde las afueras de Aylesbury, así como desde la carretera A41 y desde varias vías rurales y pecuarias. Debido a la extensión de la llanura de inundación, el viaducto tuvo que tener una longitud total de 880 m, a pesar de transcurrir relativamente cerca del terreno y de tener que salvar dos ríos de dimensiones muy reducidas (Figura 1).

Como cualquier otra estructura o construcción en HS2, este viaducto estaba sujeto a lo que se conoce como Schedule 17, que no es más que la aprobación del diseño visual del puente por parte del condado por el que transcurre el viaducto; en este caso, Buckinghamshire. Este proceso consiste en varias presentaciones y debates con un panel designado por el condado, que normalmente incluye a arquitectos, historiadores o ingenieros

municipales, y cuyo objetivo es llegar a un diseño que sea satisfactorio para el municipio.



Figura 2. Extremo sur del Viaducto de Thame Valley y la transición con el terraplén.

El proceso también incluye una fase de consulta pública. Como consecuencia de dicho proceso, el diseño debe incorporar los cambios que se acuerdan en esta serie de reuniones.

Además, el Viaducto de Thame Valley está sujeto al escrutinio del *HS2 Independent Design Panel (IDP)*: un panel de expertos que vuelve a incorporar a arquitectos, ingenieros, artistas e historiadores de reconocido prestigio en el Reino Unido. Este panel se encarga de que la infraestructura HS2, en su conjunto, cumpla con unos requisitos de diseño, de respeto al medio ambiente y de respeto al entorno; aunque sólo algunas construcciones estaban sujetas a su escrutinio. Este proceso normalmente es independiente al del Schedule 17, y también se deben adoptar los cambios sugeridos para obtener el permiso para construir.

Conceptualmente, se quiso conseguir un puente: que diera cierta continuidad al entorno y que no lo perturbara demasiado; que enfatizara que la estructura iba a ser una sucesión de vanos; y que fuera legible (ver Figura 2). Con todos estos requisitos, se optó por una estructura de vanos cortos de 25 m, y vanos laterales de 20 m ($3 \times 20 + 32 \times 25 + 1 \times 20$). Esta luz intenta equilibrar la economía de las cimentaciones, con minimizar el canto del tablero para obtener un gálibo de 2.30 m sobre

el terreno y de 0.60 m sobre la lámina de agua en situación de inundación; además de minimizar el canto de una estructura tan baja desde el punto de vista estético. El tablero está formado por vigas prefabricadas de hormigón y una losa superior colaborante ejecutada “in situ” sobre prelosas prefabricadas. El diseño inicial incluía cuatro vigas en U (*W-beams*, que no son más que vigas artesa relativamente estrechas) por vano, que se conectaban con las cuatro vigas del vano siguiente mediante un diafragma de hormigón armado “in situ”. Ésta es una solución común en Francia, y fue la preferida por el equipo de construcción inicial. Este tipo de tablero se cambió posteriormente por dos vigas artesa por vano, en el que la continuidad de las vigas se consigue mediante el uso de barras de pretensado en lugar de diafragmas de hormigón armado; ver Figura 3.

El puente tiene un punto fijo en el centro de su longitud (en la pila 18), es continuo a lo largo de los 880 m, y por tanto tiene juntas de dilatación en cada extremo, que incluye juntas de vía mediante juntas de traviesas guiadas. Debido a su reducida altura, cada pila está formada por dos fustes. Todos los apoyos se materializan mediante apoyos esféricos, que fueron escogidos por su mayor durabilidad a pesar del mayor coste inicial. Esto incluye a

ambos apoyos fijos de la pila central 18, que resisten todas las cargas longitudinales.

Tras varias reuniones y debates dentro del proceso Schedule 17 y del HS2 IDP, se consideró que visualmente el tablero y la subestructura parecían entes inconexos o independientes, por lo que se optó por adoptar unas pilas dotadas de lo que se llamaron “orejas” (ver Figuras 3 y 4). Estas orejas escondían por un lado los apoyos esféricos, y por otro lado dotaban al puente de cierta continuidad visual entre superestructura y subestructura, y además acentuaban la sensación de repetición de vanos, que iba en consonancia con el hecho de que la estructura es mayormente prefabricada.

Además, debido a que hubo retrasos considerables en tener permiso y acceso a los terrenos bajo el puente, se tomó la decisión de prefabricar el mayor número de elementos estructurales posibles para intentar reducir el tiempo de construcción a la vez que se respetaba la fecha de finalización de la estructura. Además de las ventajas de tiempos, la prefabricación permitía: incrementar la calidad de la construcción ya que la instalación de armadura y el hormigonado se efectúa en un entorno controlado, como es una fábrica; reducir el riesgo y la incertidumbre de retrasos debidos a las posibles inundaciones de la llanura; incrementar la seguridad en obra al reducirse el número de operaciones “in situ”; y posibles reducciones de costes al reducirse la duración, el número de personal en obra y la necesidad de medios auxiliares [2].

3. Proyecto constructivo

3.1 Tablero

El tablero tiene una anchura de 12.25 m y sustenta dos vías separadas 4.70 m. A cada lado de la vía, existen dos muretes que sirven de contención en caso de que un tren descarrile. Dichos muretes se elevan 0.35 m sobre la cota

de la vía (Figura 3). A pesar de tratarse de una vía en placa, el espacio entre los muretes de contención y las vías se rellena con balasto que sirve para disipar energía en caso de descarrilamiento de trenes. A cada lado, el tablero acoge sendas plataformas peatonales que sirven para personal de mantenimiento y para evacuar un tren en caso de emergencia (aunque, si la situación lo permitiera, la opción preferible en caso de avería es trasladarse a un tren de apoyo situado en la otra vía). Dichas plataformas tienen una anchura mínima de 0.70 m en secciones de apoyo de los postes de catenaria, y bajo ellas se reserva un espacio de $0.60 \times 0.70 \text{ m}^2$ para servicios y cableado. En cada extremo del tablero se disponen parapetos que sirven tanto de barrera para los usuarios de las plataformas peatonales como de barreras acústicas, aunque son elementos de hormigón armado y no tienen ningún panel de absorción de ruido. Dichos parapetos tienen una altura de 1.10 m sobre el nivel de la plataforma peatonal.

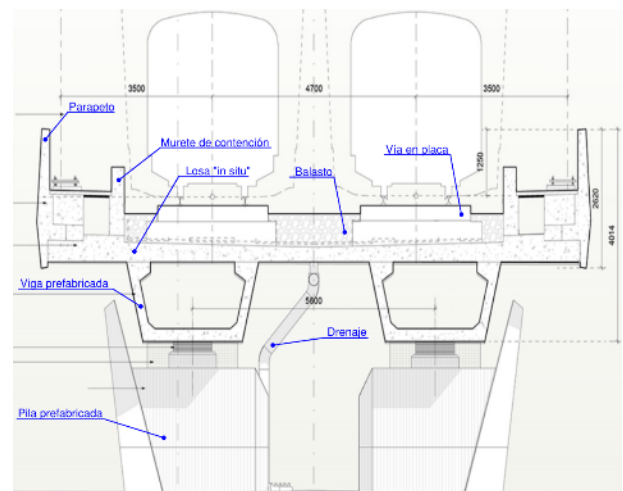


Figura 3. Sección transversal del tablero y alzado de las pilas.

En planta, el tablero es completamente recto y de ancho constante. En alzado, el puente tiene una pendiente longitudinal descendente del 0.3% durante los primeros 45 m desde el sur, una curva de transición de 56 km de radio en los siguientes 282 m, para finalmente ascender al 0.2% durante los últimos 553 m.



Figura 4. Alzado del viaducto como sucesión de vanos cortos.

El puente tiene una longitud total del 880 m y se divide en un total de 36 vanos, con vanos típicos de 25 m y laterales de 20 m ($3 \cdot 20 + 32 \cdot 25 + 1 \cdot 20$). La sección estructural consiste en dos vigas artesa situadas aproximadamente justo debajo de cada vía para minimizar efectos de torsión. Las vigas prefabricadas pretensadas son de hormigón C50/60, y tienen un canto de 1.50 m, anchuras inferior y superior de 2.30 y 3.05 m, respectivamente, y un peso de alrededor de 90 t (vano típico de 25 m). Las almas tienen un espesor que varía desde los 200 mm en centro

La continuidad de las vigas se consigue mediante el empleo de barras de pretensado que conectan los extremos de las vigas sobre las pilas (Figuras 5 y 6). La continuidad de la losa superior “in situ” se consigue mediante armadura pasiva. Dichas barras son de 50 mm de diámetro (barras tipo Macaloy de acero 1030 MPa) y en cada sección se adoptan 10; excepto en la sección sobre la pila fija 18, en el que se necesitan 12. En la junta entre vigas, las barras se alojan en vainas de plástico continuas dispuestas en el interior de los orificios previstos al efecto en los diafragmas extremos de las vigas. La junta entre vigas y las vainas se

de vano hasta los 230 mm en secciones próximas a las de apoyo. El acero de la armadura pasiva es B500B, mientras que los torones de pretensado son de acero Y 1860 S7. Se utilizan prelosas prefabricadas con celosías de barras para hormigonar la losa “in situ” de hormigón armado C40/50, la cual trabaja de manera compuesta con las vigas; ver Figura 7. La armadura pasiva de la losa es B500B. Las prelosas son colaborantes en dirección transversal para resistir las cargas accidentales de colisión de trenes contra el murete y la consiguiente carga vertical excéntrica.

inyectan en dos fases: en una primera se inyecta el hueco entre el aparato de apoyo y la parte inferior de las vigas, la junta vertical entre caras extremas de vigas, y el hueco entre el orificio de los diafragmas de vigas y las vainas; en una segunda fase se inyecta el interior de la vaina. Además, los anclajes de las barras de pretensado se protegen con capots de hormigón armado. Se consigue así un nivel de protección 2 (PL2) según la *fib* [3].

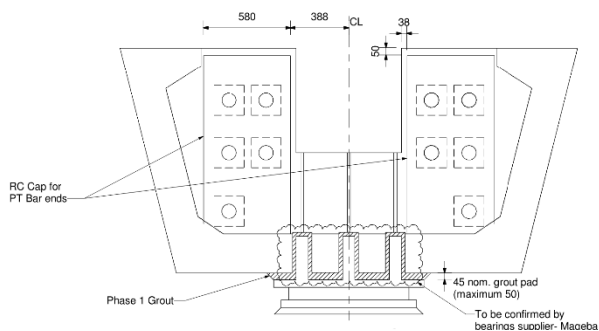


Figura 5. Sección transversal de la viga artesa en sección de apoyos, con los huecos horizontales en diafragmas para las barras de pretensado y huecos verticales para los pernos de los aparatos de apoyo.

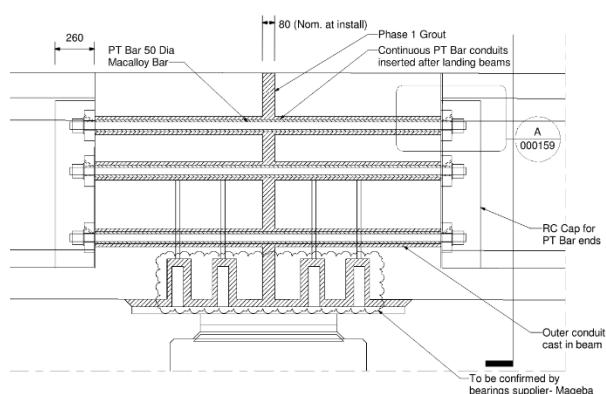


Figura 6. Sección longitudinal de la unión entre dos vigas consecutivas mediante el uso de barras cortas de pretensado.

Así, se obtiene una cuantía de hormigón estructural de $0.59 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de tablero. La cuantía de armadura activa es de $14.8 \text{ kg}/\text{m}^2$ de tablero, si solo se consideran los torones de pretensado; y de $17.1 \text{ kg}/\text{m}^2$ de tablero si también se incluyen las barras de postesado. La cuantía de armadura pasiva en las vigas es de $118 \text{ kg}/\text{m}^3$, mientras que las de la losa “in situ” es de $530 \text{ kg}/\text{m}^3$, debido a su reducido espesor y las esperas necesarias para los muretes de contención y los parapetos.

Debido a preocupaciones por parte del Cliente de la durabilidad de la losa “in situ” en secciones de apoyo, se adoptaron tres medidas para minimizar la necesidad de mantenimiento en el futuro: por un lado se limita la apertura máxima de fisura a 0.2 mm [4], por otro lado se aplica una membrana de impermeabilización sobre dicha losa, y finalmente se proporciona

una losa de hormigón armado de 120 mm sobre la impermeabilización. Esta última es para evitar daños en la impermeabilización durante las operaciones de instalación de la vía, la cual la ejecuta otra adjudicataria.

La losa (suma de las prelosas y el hormigón “in situ”) tiene un espesor de 288 mm en centro de sección, y este aumenta hasta los 410 mm en ambos extremos al adoptar una pendiente transversal del 2% hacia el centro del tablero. Así, el drenaje se dispone en el centro del tablero mediante sumideros dispuestos cada 5 m . Estos sumideros se conectan con tuberías longitudinales, dispuestos bajo la losa, que conducen el agua de escorrentía hacia tuberías verticales dispuestas a la altura de las pilas; de esta manera, el sistema de drenaje queda relativamente oculto (Figura 3, 4 y 8).



Figura 7. Construcción del tablero mediante el uso de prelosas prefabricadas.

El viaducto está previsto de varios dispositivos para monitorizar el comportamiento en el tiempo y poder identificar daños y deterioros. En concreto, además de la monitorización de los niveles para identificar asentamientos, se van a medir: movimientos de varios aparatos de apoyo para identificar deterioros de las superficies de deslizamiento; aceleraciones en tres direcciones para medir cambios en la rigidez; medidores de corrosión en varios elementos estructurales; y humedad y temperatura en distintos puntos del viaducto.

3.2 Pilas

Como se ha dicho, cada pila está formada por dos fustes independientes. Las pilas son totalmente prefabricadas (excepto la pila fija 18), incluyendo el plinto, para lo cual fue necesaria una estrecha colaboración con el fabricante de los aparatos de apoyo (ver Figura 9). Las pilas son de hormigón C40/50 y la armadura pasiva provista es B500B. La altura de las pilas oscila entre los 2.80 y 3.20 m, y la geometría se caracteriza por tener una forma ascendente con caras inclinadas y la existencia de las llamadas orejas (Figura 8). Además, se adoptan superficies rugosas en algunas de las caras. Las dimensiones de las pilas en su parte superior son de 2.57 x 1.54 m², y esto permite alojar el plinto para los aparatos de apoyo, así como gatos para futuras operaciones de sustitución de apoyos. Dichas dimensiones también se acordaron con el equipo de construcción para poder alojar los apoyos temporales de las vigas y así evitar la necesidad de emplear otros medios auxiliares de apeo. La geometría se diseñó de manera que los mismos moldes de encofrado se pudieran utilizar para todas las alturas de pilas. Esto se consigue adoptando un tramo recto en la parte inferior, cuya altura se utiliza para conseguir la altura total deseada.



Figura 8. Detalle de las pilas que ocultan los aparatos de apoyo e integran visualmente tablero y subestructura.

Las pilas tienen esperas en su parte inferior (ver Figura 9), que posteriormente se instalan en los huecos que se dejan en los encepados de cimentación. Estos huecos, junto

a la junta que se deja entre la parte superior del encepado y la parte inferior de la pila, se inyectan con mortero para que el conjunto pila-encepado trabaje monolíticamente. Debido a que las pilas sólo tienen que resistir cargas verticales y unas cargas horizontales moderadas (el sismo es muy bajo), y debido a que su altura es baja, se consiguió un diseño robusto mediante esperas de diámetro moderado (25 mm) y con la seguridad de que aunque un porcentaje elevado de las inyecciones no se ejecutaran satisfactoriamente, la conexión pila-encepado aún era capaz de transmitir las cargas requeridas.



Figura 9. Transporte de pila totalmente prefabricada.

Una de las dificultades del diseño de las pilas fue la consideración de las tolerancias, y cómo asegurar que la cota de los aparatos de apoyo era el necesario. Normalmente esto se puede conseguir jugando con la altura del plinto que es hormigonado “in situ”, pero en este caso las pilas se prefabricaban, incluyendo el plinto, antes de que se supiera la cota real de los encepados. Como consecuencia, además de

definir cuidadosamente las tolerancias de fabricación e instalación de todos los elementos estructurales, también se proyectó una capa de mortero de espesor 40-60 mm entre el encepado y la base de la pila. Una vez se supiera la cota real de los encepados en obra, se podía jugar con este espesor para obtener la cota deseada en cabeza de pila. Las bases de las pilas se proyectaron con una superficie convexa para minimizar el riesgo de atrapar burbujas de aire en la fase de inyección de la junta encepado-pila. La cuantía de armadura pasiva en estas pilas libres es de 150 kg/m³.

La pila fija P18 se proyectó para ejecutarse “in situ” debido a las cargas a las que está sometida; tanto a cargas de arranque y frenado de trenes, así como al rozamiento diferencial de los aparatos de apoyo, pero también cargas sísmicas longitudinales, que aún siendo bajas en el Reino Unido, son las que gobiernan el diseño en este viaducto de casi 1 km de longitud. Además, las dimensiones en sentido longitudinal son superiores en esta pila fija frente al resto de pilas libres. La pila fija también consiste en dos fustes independientes que se apoyan en un único encepado. La cuantía de armadura pasiva en dichas pilas es de 202 kg/m³.

3.3 Estribos

Ambos estribos son de hormigón C40/50, la armadura pasiva provista es B500B y retienen una altura de tierras de 5.0 m. Debido a las restricciones constructivas, los estribos tenían que completarse antes que el terraplén, por lo tanto ambos estribos se dotan de dos filas de pilotes para hacer frente a las cargas laterales que resultan de las sobrecargas para la consolidación de dichos terraplenes.

Además, existe detrás de cada estribo una estructura independiente que se conoce como *Robust Kerb Transition Structure* para materializar la transición entre terraplén (donde no existen muretes de contención para los trenes) y viaducto (donde sí existen los

muretes). Se trata de una estructura en forma de U en alzado, cuyos muros sobresalen del terraplén, y que en planta son oblicuos a las vías para conducir los trenes descarrilados hacia la zona de vía.

3.4 Cimentaciones

Debido a las condiciones geotécnicas, se tuvieron que diseñar cimentaciones profundas para poder transmitir las cargas del viaducto al terreno competente y controlar los asentos totales y diferenciales entre pilas. El terreno más competente se ubica a 35-40 m de profundidad (*Oxford Clay Formation*), sobre los cuales encontramos formaciones arcillosas incluyendo el *West Walton Formation*, *Amptbill Clay*, *Kimmeridge Clay* y los depósitos superficiales.

Por su parte, las pilas libres se apoyan en encepados de 12.0 x 1.8 x 2.5 m³ y estos a su vez en tres pilotes en fila. Los pilotes son de 1.5 m de diámetro de hormigón armado “in situ” con longitudes en torno a los 40 m, y cuantías de armadura de 88 kg/m³. La pila fija se apoya en un encepado de 14.0 x 14.0 x 2.0 m³ y este a su vez en un grupo de nueve pilotes de 1,8 m de diámetro, con una longitud de 32 m, y cuantías de armadura de 75 kg/m³. Este encepado de la pila fija se diseñó como flexible para reducir el espesor del encepado para poder así reducir el volumen de hormigón empleado, así como para evitar posibles problemas de fisuración durante el curado (*early thermal cracking*).

Los estribos se apoyan en un grupo de seis pilotes de 1.5 m de diámetro de hormigón armado in situ con longitudes de 45 m y cuantías de armadura de 105 kg/m³. A pesar de que la carga vertical de cada pilote de los estribos es inferior a los pilotes de las pilas libres, su longitud es mayor al estar condicionada por los efectos de rozamiento negativo inducido por la consolidación de los terraplenes de acceso.

4. Proceso constructivo

Debido a que el diseño está estrechamente ligado al método constructivo y los plazos de ejecución (todos los efectos reológicos tienen una gran influencia en el diseño de las vigas, de las uniones entre vigas, de la losa “in situ”, de los movimientos longitudinales durante la construcción, etc.), hubo una estrecha colaboración entre los equipos de diseño y de construcción. El método que se iba a seguir una vez que las cimentaciones y las pilas estuvieran construidas era el de empezar a instalar mediante grúas y conectar entre sí vigas desde los puntos fijos temporales en las pilas P9 y P27 (cuartos de longitud del puente). Los apoyos permanentes deslizantes en estas pilas se bloquean para permitir construir el puente en dos frentes para cada sección de pila. De esta manera se permite trabajar en varios frentes en paralelo, y también se reducen las longitudes de expansión y contracción durante la construcción (ver Figura 10). Una vez todos los frentes finalizan, se transfieren los puntos fijos de ambas pilas a la pila fija P18.



Figura 10. Avance de la construcción del viaducto (agosto 2024).

Las prelosas también se izan mediante grúas, y éstas se colocan en todo el vano, excepto en secciones próximas a apoyos para permitir las operaciones de tesado; este orden de operaciones permite controlar los momentos negativos en secciones de apoyo. A continuación, se instalan las prelosas sobre

secciones de pilas (que son especiales debido a la presencia de los diafragmas de extremo de vigas), y se hormigona la sección de pilas de la losa “in situ” (4 m de longitud a cada lado). Finalmente, se hormigonan las zonas de centro de vano, una vez que la losa “in situ” contribuye a resistir los momentos negativos en secciones de apoyo.

Además, hubo otras tres estrategias que se adoptaron para evitar imprevistos durante la construcción: (1) los orificios verticales en las vigas donde se alojan los pernos de los aparatos de apoyo se sobredimensionaron para hacer frente a movimientos reológicos y de temperatura antes de que se inyecten; (2) la junta entre vigas tenía un espesor nominal de 80 mm que puede variarse para alojar movimientos longitudinales del tablero; y (3) el viaducto se diseñó de manera que se contemplaban la posibilidad de que la construcción no se ejecutara en paralelo por cada frente, para así no penalizar la construcción si hubiera imprevistos en algunos de los frentes. Además, el cálculo consideró un amplio margen de variaciones en los tiempos estimados de construcción para dotarlo así de la máxima flexibilidad constructiva posible.

5. Otros aspectos del diseño

5.1 Proceso de diseño

El diseño del viaducto se realizó mediante el software de elementos finitos LUSAS. El modelo de cálculo general consistía en un emparrillado en el que se simulaban los tendones de pretensado, así como todos los efectos diferidos, como la fluencia y la retracción. Todos los resultados se post-procesaron en Python, tanto para crear las combinaciones de carga como para comprobar las secciones. Para el análisis dinámico, se creó un modelo de láminas. Debido a las exigencias del proyecto, se creó un modelo tridimensional BIM desde el que se extraen todos los planos.

Dicho modelo BIM incluye cerca de 10,000 elementos, y cada elemento contiene decenas de parámetros que hacen referencia a sus parámetros de diseño, de geometría o de especificaciones.

5.2 Ensayos de las conexiones

Uno de los aspectos críticos de la solución propuesta eran las conexiones entre elementos prefabricados, y en particular las inyecciones de mortero de dichas uniones. Para tener certeza de que tanto el diseño como el método de inyección empleado fueran los correctos, se realizaron ensayos a escala real de las conexiones entre encepado y pilas, y entre vigas. Esto permitió tener una mayor confianza en que las uniones se ejecutarían según lo previsto en el diseño.

5.3 Category 3 Check

Como es habitual en proyectos internacionales y en estructuras de esta relevancia, el diseño de este viaducto estaba sujeto a la verificación totalmente independiente. Esta verificación la realizó la U.T.E. formada por Jacobs y Rendel en paralelo al proyecto constructivo.

5.4 Sostenibilidad

Siguiendo la metodología SCORBS [5], se ha calculado la huella de carbono (CO_2e) del viaducto, considerando tanto el volumen requerido de materiales, como las características particulares de los materiales que se emplean en obra. El resultado son $1.3 \text{ tCO}_2\text{e}/\text{m}_2$ de tablero, que resulta en una clasificación B, y que se trata de un valor muy eficiente para tratarse de un viaducto de alta velocidad [6].

Agradecimientos

El autor quiere agradecer a todos los que han contribuido (y siguen aún contribuyendo en la fecha de redacción del artículo) para que tanto el diseño como la construcción del viaducto

sean un éxito. Debido a que incluir todos los nombres no sería práctico, con el riesgo de olvidarse algún nombre, se incluyen a continuación las compañías y organismos que han contribuido al proyecto: COWI, Moxon Architects, ASC (Arcadis, Setec, COWI), EKFB (Eiffage, Kier, Ferrovia, BAM), Ferrovia, FCCS, Pacadar, Mageba, HS2 Limited, Buckinghamshire, Jacobs, Rendel.

Referencias

- [1] <https://www.hs2.org.uk>
- [2] Madrazo-Aguirre, F, Thame Valley Viaduct: carbon efficient DfMA viaduct for HS2, IABSE Symposium Manchester 2024 - Construction's Role for a World in Emergency. 2024: 478–85.
- [3] Fédération Internationale du Béton, Durability of post-tensioning tendons. Bulletin 33, Lausanne, Switzerland, 2005.
- [4] The European Committee for Standardization (CEN), EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Bruselas, Bélgica, 2004.
- [5] C. Archer-Jones, D. Green, Carbon targets for bridges: a proposed SCORS-style rating scheme, The Structural Engineer. 99(10) (2021): 14–18.
- [6] D. Collings, S. Murthy, An update on bridge carbon dioxide footprint data, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering, 2024.