

ASPECTOS SIGNIFICATIVOS DE CÁLCULO EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRIL

SIGNIFICANT ASPECTS OF CALCULATION IN THE DESIGN OF RAILWAY BRIDGES

JUAN A. SOBRINO ALMUNIA. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
M^a DOLORES GÓMEZ PULIDO. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Pedelta S.L. www.pedelta.es.

RESUMEN: Se exponen algunos aspectos significativos que intervienen en el análisis estructural de puentes ferroviarios, presentándose resultados parciales del proyecto de más de 10 km de puentes de ferrocarril de líneas de alta velocidad llevados a cabo por los autores del presente artículo con el propósito de exponer el proceso de análisis de puentes de ferrocarril y advertir sobre ciertos aspectos que pueden influir sobremanera en la determinación de dimensiones o cuantías de materiales y que no se presentan claramente en las normativas de proyecto

PALABRAS CLAVE: PUENTE, FERROCARRIL, CÁLCULO, PROYECTO

ABSTRACT: The article describes certain significant aspects in the structural analysis of railway bridges and presents the partial design results for over 10 km of high-speed railway bridges carried out by the authors of the article. The article describes the analysis process of railway bridges and underlines certain aspects which may have a great influence on the establishment of dimensions or material quantities and which are not clearly provided for in the design codes.

KEYWORDS: BRIDGE, RAILWAY, CALCULATION, DESIGN

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería de puentes ha experimentado un radical cambio en las tres últimas décadas gracias a la enorme potencia en el cálculo y análisis estructural de la que se puede hacer uso actualmente. Como resultado de los significativos avances científicos alcanzados en la mecánica computacional, la ciencia de materiales y en el desarrollo de métodos numéricos es posible resolver complejas ecuaciones diferenciales que gobiernan el comportamiento de estructuras. El desarrollo en paralelo de medios informáticos (hardware y software) de bajo coste permite que las empresas de ingeniería dispongan de programas de cálculo estructural avanzado para resolver problemas inabordables hace tan solo unos pocos años.

Esta potencialidad se ha convertido en un arma de doble filo. La capacidad para analizar problemas complejos permite, por ejemplo, plantear al ingeniero tipologías estructurales que presentan cierta complejidad (estructuras de grandes dimensiones o con marcado comportamiento espacial, pilas de gran altura, etc.), optimizar materiales, plantear complejas soluciones de construcción (construcción evolutiva, estructuras mixtas, etc.). Como contrapartida, cada vez se exige una mayor productividad. Los ingenieros del siglo pasado podían dedicarse durante meses o años al proyecto de un puente de luces medias. Hoy en día, un ingeniero debe participar en varios proyectos de puentes a lo largo de un año para poder sobrevivir. Lo que acontece es el resultado del desarrollo de la técnica; por tanto, aceptar esta realidad cambiante es conveniente y necesario. En este viaje sin

límite de velocidad debemos permanecer atentos para no renunciar a la verdadera esencia de la ingeniería: el ingeniero debe aportar todos sus conocimientos (información y experiencia, fruto del estudio permanente y trabajo continuado), dedicando lo mejor de sí mismo a la búsqueda de la mejor alternativa para cada puente, proponiendo siempre que sea posible soluciones que presenten valor añadido técnico o puramente formal para servir de modo eficaz a la sociedad.

El análisis estructural es una fase importante dentro del proyecto de un puente, pero no más que el proceso de concepción y creación. El cálculo estructural tan solo verifica que la realidad imaginada satisface los requerimientos exigidos por las normativas al puente para garantizar su seguridad y funcionalidad durante su construcción y en su vida útil.

A continuación se exponen algunos aspectos significativos que intervienen en el análisis estructural de puentes ferroviarios, presentándose resultados parciales del proyecto de más de 10 km de puentes de ferrocarril de líneas de alta velocidad llevados a cabo por los autores del presente artículo con el propósito de exponer el proceso de análisis de puentes de ferrocarril y advertir sobre ciertos aspectos que pueden influir sobremanera en la determinación de dimensiones o cuantías de materiales y que no se exponen claramente en las normativas de proyecto.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES DE FERROCARRIL

2.1. ACCIONES

Los puentes de las líneas de alta velocidad españolas se proyectan considerando las acciones de la normativa nacional (IPF) y, adicionalmente, del Eurocódigo 1 (EC-1). En la actualidad existe un documento muy desarrollado de la futura normativa de acciones en puentes (IAPF) que unifica los criterios de los dos documentos anteriores. Estos documentos establecen también modelos para analizar fenómenos complejos de interacción vehículo-estructura o vía-estructura y definen valores admisibles de deformaciones o vibraciones de modo que se garantice el adecuado comportamiento funcional del puente.

Algunos de los aspectos que distinguen al puente de ferrocarril respecto al de carretera son los siguientes:

- El puente de ferrocarril debe soportar sobrecargas de elevada intensidad que, en muchas infraestructuras modernas, pueden circular a velocidades muy elevadas (hasta 350 km/h). Éstas, junto a las importantes cargas permanentes debidas fundamentalmente al balasto dan lugar a diseños de estructuras muy rígidas.



Fig. 1. Esfuerzos de flexión en el centro de una viga isostática generados, para distintas luces, por las sobrecargas nominales de tráfico ferroviario definidas de la IAPF, Eurocódigo y la instrucción española para puentes de carretera.

Esta elevada rigidez es asimismo requerida para garantizar adecuados niveles de comodidad al usuario y para reducir el mantenimiento de la vía.

- Las sobrecargas de uso en puentes de ferrocarril induce esfuerzos entre dos y tres veces superiores a las que generaría el tráfico de carretera en un puente del mismo ancho. En la figura 1 se muestran los esfuerzos generados en el centro luz de una viga isostática biapoyada por las sobrecargas nominales definidas en la instrucción española de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF), el Eurocódigo 1 (EC-1) y la instrucción española de acciones en puentes de carretera (IAP)
- Adicionalmente, las sobrecargas de uso pueden inducir problemas de fatiga por su elevada intensidad y su carácter repetitivo en el tiempo mucho más importantes en el caso de puentes de ferrocarril que en puentes de carretera.
- La búsqueda de rigidez en estructuras hiperestáticas puede provocar que los efectos térmicos generados por el gradiente sean muy importantes, convirtiéndose, por tanto, en un aspecto importante en la verificación de tensiones en tableros continuos. En muchas ocasiones es necesario comprobar el adecuado comportamiento del carril, limitándose los movimientos en el tablero y las tensiones longitudinales en el carril.
- El puente de ferrocarril, a diferencia de los puentes de tráfico de carreteras, debe soportar eventualmente fuerzas horizontales de elevada magnitud originadas por diversos efectos: los fenómenos de interacción viatablero, el frenado y arranque sobre el puente, las fuerzas sísmicas, etc.

2.2. ANÁLISIS Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los métodos de cálculo estructural de puentes de ferrocarril pueden ser los habitualmente empleados en el análisis de puentes: análisis matricial de modelos espaciales de barras en régimen elástico y lineal. Debido a la enorme importancia y trascendencia en la seguridad y en el

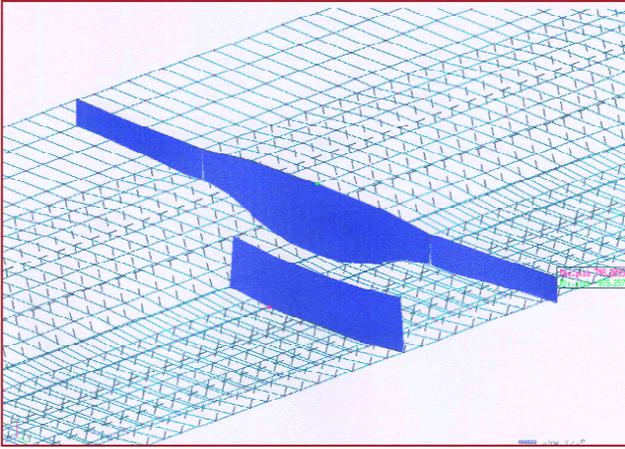


Fig. 2. Ejemplo de distribución de tensiones normales en un tablero de sección tipo cajón unielementar analizado con un modelo de elementos finitos tipo lámina.

coste final de la obra de los grandes viaductos para líneas de alta velocidad, en determinadas ocasiones puede resultar conveniente el empleo de métodos de cálculo más sofisticados que permitan cuantificar de un modo riguroso el comportamiento de zonas con un marcado funcionamiento bidimensional o tridimensional difíciles de analizar mediante un cálculo matricial con modelos unidimensionales y elementos tipo barra. Este tipo de análisis puede resultar interesante en el análisis pormenorizado de esfuerzos de flexión en la losa superior de tableros, en el estudio del reparto de fuerzas puntuales en el tablero (reacciones, fuerzas de postensado, etc.), en el cálculo de la rigidez efectiva de secciones, en la distribución de tensiones longitudinales, etc. (figura 2).

El análisis de los efectos de interacción vía-estructura puede llevarse a cabo mediante modelos espaciales de barras, donde se debe incluir el carril que se vincula al tablero mediante elementos tipo muelle con un comportamiento bilineal (limitándose la fuerza máxima a partir de un desplazamiento límite). Este tipo de modelos debe incluir la subestructura, ya que la influencia de la rigidez de pilas, estribos y de sus cimentaciones puede ser significativa en el comportamiento global del puente. En general, es habitual que el tablero esté soportado mediante apoyos de neopreno confinado tipo POT, cuyo comportamiento puede modelarse mediante muelles bilineales de gran rigidez inicial que tan solo transmiten como fuerzas horizontales aquellas generadas por el rozamiento. El empleo de este tipo de muelles bilineales, tanto para la simulación de la interacción vía-estructura como del comportamiento de los apoyos, requiere el uso de programas de cálculo no lineal.

Uno de los aspectos a verificar en los puentes de ferrocarril de alta velocidad es su adecuado comportamiento

dinámico frente a las sobrecargas, comprobándose que no se producen fenómenos resonantes y que las aceleraciones máximas inducidas por el paso de trenes reales a altas velocidades están por debajo de valores admisibles (0,35g en vías sobre balasto). En el Eurocódigo 1, para velocidades de paso de trenes inferiores a 220 km/h es, en general, suficiente comprobar que la primera frecuencia de flexión del tablero está dentro de un rango establecido en función de una luz equivalente. En la figura 3, se resume de modo gráfico los valores de las frecuencias obtenidos en el proyecto de puentes de líneas de alta velocidad españolas proyectados en PEDELTA. Si, por el contrario, el puente debe soportar circulaciones de trenes a velocidades superiores a 220 km/h, los criterios establecidos en el Eurocódigo exigen un cálculo dinámico temporal (salvo excepciones en determinados puentes isostáticos). Este tipo de cálculo requiere la integración temporal –mediante la aplicación de métodos numéricos– de la ecuación de movimiento, en la que interviene la rigidez de la estructura, su distribución de masas y los efectos de amortiguamiento. El análisis debe llevarse a cabo para diversas configuraciones de carga (tipos de trenes) y para distintas velocidades (hasta un 20% superiores a las velocidades de proyecto). Del análisis dinámico temporal se deben obtener, como mínimo, las aceleraciones máximas inducidas por el tren y el coeficiente de impacto. Éste último suele calcularse en términos de desplazamiento en las secciones críticas y se puede definir como el cociente entre el máximo valor obtenido en los cálculos dinámicos y el valor deducido de un cálculo estático para las mismas sobrecargas.

En los cálculos de los puentes anteriormente mencionados se ha obtenido un coeficiente de impacto medio del orden de 1,75, pero considerando que las sobrecargas reales de los trenes de alta velocidad son del orden de 25 kN/m,

Fig. 3. Primera frecuencia de flexión en puentes de hormigón y valores límites definidos por el Eurocódigo 1. Muestra representativa de 10 km de puentes para L.A.V. españolas.

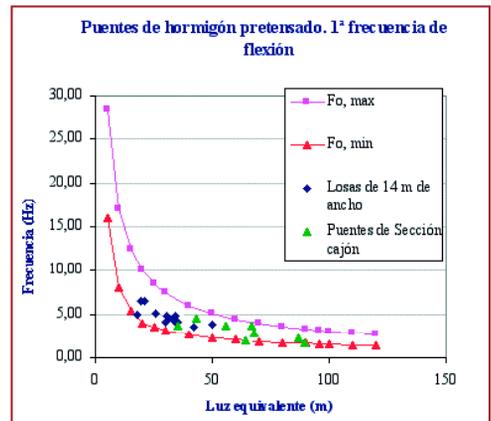




Fig. 4. Puente de la línea de Velocidad Alta Valencia-Barcelona en Vandellós. Luz máxima de 48 m, contruido vano a vano mediante cimbra convencional.

se ha constatado que el efecto de las sobrecargas reales, incluyendo su efecto dinámico, es inferior a los efectos generados por los modelos de sobrecarga especificados por las normativas (Eurocódigo 1 o IAPF).

Las máximas aceleraciones que se han obtenido y los cálculos de los mismos puentes han variado entre 0,4 y 1,4 m/s^2 , siendo menores al valor admisible para vías con balasto.

3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES DE LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD

3.1. PUENTES CON TABLERO DE HORMIGÓN CONSTRUIDO IN SITU

En los puentes para las líneas de alta velocidad españolas (L.A.V.), donde las luces máximas requeridas para salvar valles o vaguadas no suelen ser superiores a los 60 m, el tipo estructural más frecuente para resolver los viaductos suele ser la viga continua apoyada sobre pilas mediante doble aparato de apoyo tipo POT. Esta solución em-

sulta muy eficiente desde un punto de vista técnico y económico, permitiendo, en caso de viaductos de gran longitud, el empleo de procedimientos constructivos con un elevado nivel de industrialización. Son frecuentes los procedimientos de construcción mediante empuje del dintel o la construcción vano a vano mediante cimbra convencional, como la empleada en el puente de Vandellós (figura 4) donde se alcanzó un ritmo de ejecución promedio de un vano de 48 m cada 20 días, o el empleo de autocimbra móvil, como en los puentes de Sant Sadurn d'Anoia (figura 5) donde se consiguen ritmos de ejecución para el tablero de un vano de 60 m cada 14 días. Estos reducidos plazos de construcción son incluso menores a los que se consiguen mediante empuje del dintel, con dovelas de 20 a 25 m por semana.

El tablero habitualmente diseñado para las L.A.V. presenta 14 m de ancho, lo que permite dar paso a dos vías de ferrocarril sobre balasto. En general, para tableros con luces entre 20 a 35 m, la solución más adecuada suele ser la losa aligerada de hormigón postesado, con esbeltos (canto/luz) variando entre $L/15$ a $L/20$ (figura 6a). Para luces mayores, la sección cajón unicelular es la solu-



Fig. 5. Puente sobre el río Avernó en Sant Sadurní d'Anoia con vanos de 60 m de luz y una longitud total de 810 m. Construcción del tablero vano a vano mediante autocimbra.

ción más frecuente (figura 6b). Para este tipo de sección la esbeltez suele variar entre $L/12$ a $L/17$, dependiendo del procedimiento de construcción.

El ratio de materiales empleados (m^3 material/ m^2 tablero puente) en puentes de hormigón postesado construidos in situ mediante cimbra (con ejecución vano a vano

para longitudes de tablero superiores a 100 m) se resume en la Tabla 1. La cuantía de acero de pretensado (CAP, expresada en kg/m^2) puede ser estimada a partir de la luz máxima del tablero (L_{max}). En puentes tipo losa es habitual obtener cuantías $CAP = 0,95 * L_{max}$ (m) y en puentes de sección cajón $CAP = 2,03 * (L_{max} / \text{canto})$.

Fig. 6. Secciones habituales en viaductos de las L.A.V para luces pequeñas y medias: a) losa aligerada y b) sección cajón.

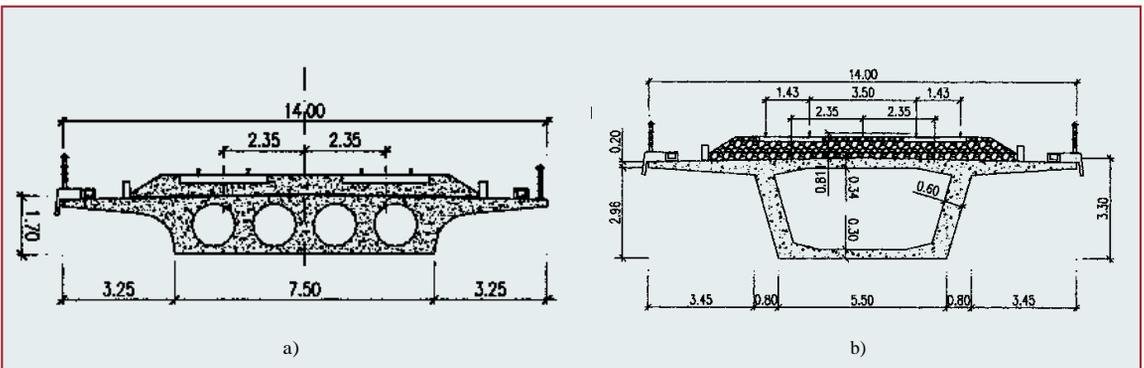


TABLA 1. RATIOS DE MATERIALES EN Puentes DE HORMIGÓN CONSTRUIDO SIN SITU.
SE MUESTRAN EL VALOR MEDIO Y EL COEFICIENTE DE VARIACIÓN (CV = COCIENTE ENTRE LA DESVIACIÓN TÍPICA Y LA MEDIA)

	Hormigón (m ³ /m ²)		Acero de pretensado (kg/m ²)		Acero para armar (kg/m ²)	
	Media	C.V.	Media	C.V.	Media	C.V.
Losa Aligerada	0.83	0.10	25.0	0.13	85	0.12
Cajón	0.80	0.09	27.1	0.13	107	0.08

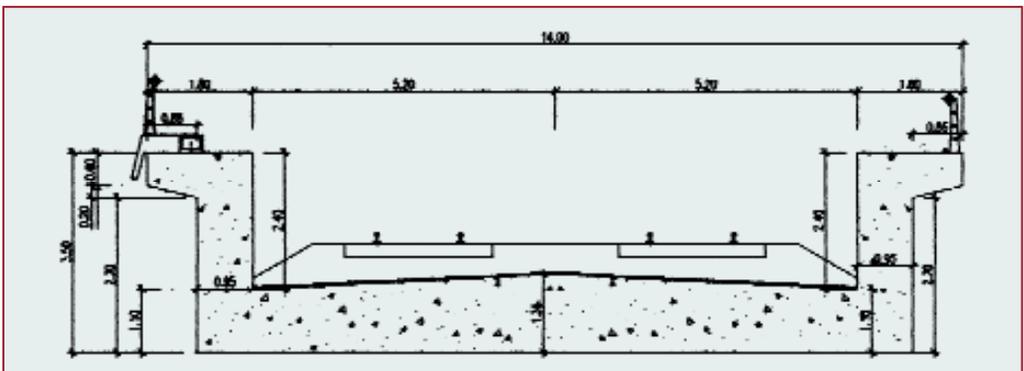
En puentes de canto estricto, se pueden plantear tableros con una sección transversal tipo artesa (figura 7). Esta solución fue proyectada para dos puentes continuos de 141 m de longitud con una luz máxima de 41,5 m (esbeltez L/11,8) y construidos vano a vano con cimbra convencional. En este caso, se obtuvo una cuantía de acero de pretensado (CAP) de 34,1 kg/m².

Los esfuerzos originados por las sobrecargas de ferrocarril son de 2 a 3 veces mayores a los generados por las sobrecargas de tráfico de carretera para anchos de tablero similar. Las cargas permanentes de dos vías con balasto, incluyendo todos los elementos auxiliares (balasto, vía, canaletas, muretes guardabalasto, barandillas, etc.) son del orden de 120 kN/m y el peso del balasto debe ser incrementado en un 30% para obtener su valor característico superior, alcanzándose valores finales del orden de 160 kN/m como carga permanente ($g_{2,k}^{sup}$). Debido a este elevado valor de las cargas, las cuantías de pretensado son notablemente mayores a las necesarias en puentes de carretera y, en consecuencia, la optimización del uso de materiales y una juiciosa elección de la esbeltez resultan fundamentales para obtener soluciones económicas (figura 8). La cuantía de acero de pretensado es claramente dependiente de la tensión de tracción admisible en el hormigón. En la mayor parte de puentes incluidos en este artículo el preten-

sado ha sido diseñado de forma que no se alcance la resistencia a tracción del hormigón bajo la combinación característica de acciones y, en consecuencia, en el tablero aparecen zonas con ligeras tracciones bajo la combinación frecuente. En puentes ubicados en zonas con un ambiente agresivo (Illa o superior) el criterio de dimensionado del pretensado debe ser más conservador para cumplir las especificaciones de la normativa EHE, verificándose el estado de descompresión para la combinación frecuente. Con los criterios anteriores se evita la pérdida de rigidez del tablero a flexión, aspecto que puede ser importante para garantizar la adecuada respuesta dinámica de la estructura en servicio y para limitar el daño por fatiga de los materiales

Para ilustrar la influencia de diversos parámetros en el cálculo de la cuantía de acero de pretensado, se ha llevado a cabo un estudio paramétrico para un puente isotático tipo losa variando su esbeltez (relación canto/luz) en función de la luz del puente (figura 8). En la figura 9 se muestra la cuantía de pretensado para puentes tipo losa de diferentes luces y esbeltez (L/16) obtenida con distintos criterios de tensión máxima de tracción para la combinación característica en la sección más solicitada. Es obvio que resulta decisivo para el diseño del postesado la selección rigurosa del nivel de tracciones que se pueden permitir en el tablero, siendo un as-

Fig. 7. Sección tipo artesa para un tablero continuo con una luz máxima de 41,5 m.



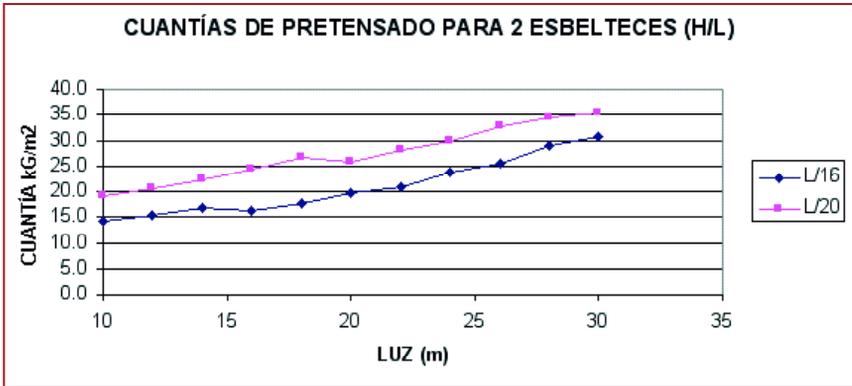


Fig. 8. Cuantía de acero de pretensado en puentes isostáticos de ferrocarril tipo losa, obtenidas para dos esbelteces distintas (L=luz).

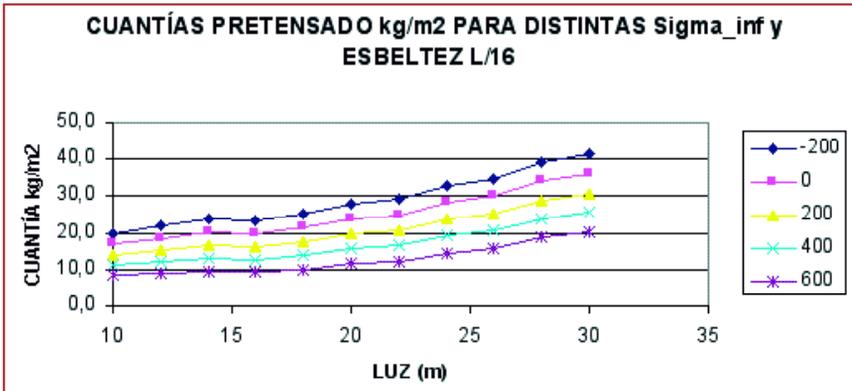


Fig. 9. Cuantía de acero de pretensado en puentes isostáticos de ferrocarril tipo losa. Análisis de sensibilidad, donde se han obtenido las cuantías mínimas necesarias para diferentes valores admisibles de la tensión máxima de tracción en el hormigón expresadas en T/m².

pecto que no queda absolutamente claro en las normativas vigentes actuales.

En el análisis estructural de este tipo de puentes es preciso un análisis riguroso del proceso de construcción, en muchas ocasiones evolutivo, siendo necesario realizar un cálculo que contemple el comportamiento reológico del material.

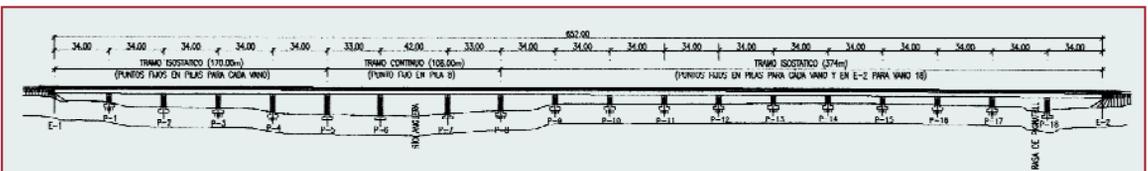
3.2. PUENTES CON TABLERO DE HORMIGÓN PREFABRICADO

El empleo de soluciones con elementos prefabricados puede resultar muy eficiente en zonas donde el tablero construido in situ requiere medios auxiliares de ejecución de elevado cos-

te, cuando existen problemas de cruce con otras infraestructuras existentes o bien en puentes de longitud reducida, cruzando ríos donde resulta difícil la construcción con cimbras convencionales y no se justifican otros medios más sofisticados cuyo coste se amortiza en tableros de gran longitud.

El diseño de elementos prefabricados puede resultar una solución muy competitiva gracias a la optimización de costes como resultado de una construcción industrializada también en viaductos de gran longitud, como se ha demostrado en los viaductos de la L.A.V. Madrid-Barcelona sobre el río Anguera y su llanura de inundación donde se han proyectado dos grandes viaductos de 652 y 942 m respectivamente (figura 10).

Fig. 10. Alzado general del viaducto sobre el río Anguera con una longitud total de 652 m.



Figs. 11 y 12.
Viaductos en
Montblanc
(Anguera).
Montaje de una
viga del
tablero y vista
de la sección
tipo.

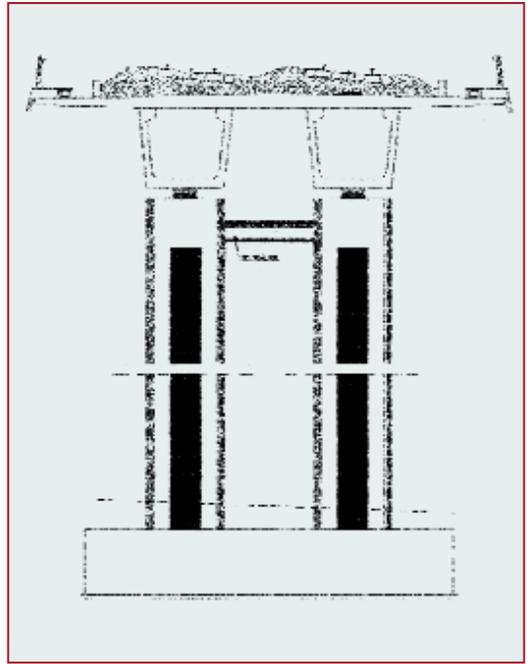


Fig. 13.
Viaductos en
Montblanc
(Anguera).
Construcción
de la losa
superior.



Fig. 14. Vista del puente sobre la llanura de inundación del río Anguera de 942 m de longitud.

En ambos viaductos, el tablero está constituido por dos vigas prefabricadas isostáticas de 33 m de luz, salvo en el cruce con el río, donde se ha proyectado un tramo continuo de 3 vanos con 42 m de luz máxima. En este tramo se ha empleado el mismo tipo de vigas conectándolas longitudinalmente mediante barras de pretensado. Los vanos isostáticos se fijan longitudinalmente en uno de los ejes de apoyo para poder transmitir las acciones horizontales de cada vano a una de las pilas que lo soporta. En sentido transversal, las acciones transversales se transmiten a los dos ejes de pilas bajo el vano.

La sección tipo del tablero consiste en dos vigas pretensadas de sección cajón prefabricadas en la propia obra, donde se construyó una planta de prefabricación con este propósito. El canto total del tablero es de 2,8 m (esbeltez $L/11,7$) y las vigas presentan un canto de 2,45 m. El ratio de acero de pretensado por m^2 de tablero en esta obra ha sido de $21 \text{ kg}/m^2$. La losa superior, de 0,35 m de espesor,

ha sido diseñada con hormigón armado, excepto en el tramo continuo, donde se ha pretensado la zona de momentos negativos. La construcción de la losa se llevó a cabo mediante el empleo de una cimbra móvil (figuras 11 a 14) apoyada directamente sobre las vigas previamente montadas, alcanzándose con este sistema ritmos de construcción próximos a los 4-5 días por vano.

Respecto al análisis estructural, este tipo de tableros puede comportar cálculos complejos, si se desea analizar con rigor su construcción evolutiva tanto de la sección como del esquema estructural.

3.3. PUENTES CON TABLERO MIXTO DE ACERO-HORMIGÓN

Las puentes de estructura mixta acero-hormigón no han sido apenas utilizados en nuestro país en las líneas de alta velocidad. Sin embargo, en las últimas líneas de alta veloci-

dad francesas resultan muy frecuente, probablemente por tener un coste más reducido y por las claras ventajas que comporta su construcción prefabricada e industrializada. En España existe un viaducto recién construido en la línea Córdoba-Málaga y se ha iniciado, recientemente, la construcción de un viaducto en la línea Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, tramo La Roca del Vallés-Llinars, a unos 50 km al norte de Barcelona, cuya finalización está prevista para principios de 2005. El puente presenta una solución estructural compleja que se describe a continuación.

3.3.1. Viaducto de Llinars sobre la AP-7. Concepción estructural.

Este puente, proyecto desarrollado por SERCAL (bajo la dirección del ingeniero de caminos D. José M^a Warleta) con la colaboración de PEDELTA para el Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (dirigidos por los ingenieros de caminos D. Alberto Reguero y D. José L. Torres), presenta una longitud total de 574 m y se ha diseñado con dos tramos claramente diferentes. El primero de ellos, de 307 m de longitud, cruza muy esviado sobre la autopista AP-7 y se resuelve mediante una estructura mixta. El segundo tramo de viaducto cruza el cauce del río Mogent y se resuelve mediante un tablero de sección tipo cajón de hormigón postesado in situ construido vano a vano sobre cimbra.

Por motivos medioambientales, la rasante del ferrocarril debe ser la mínima necesaria para dejar un gálibo vertical estricto sobre la autopista y, como consecuencia, tan solo se disponía de 1,6 m por debajo de la cota de balasto para salvar una luz de 75 m. En el estudio de alternativas se analizaron nueve soluciones distintas (pérgola, celosía de hormigón, varios tipos de arco, atirantado, etc.). Finalmente, como resultado del estudio técnico y económico, se eligió como solución óptima una tipología estructural poco frecuente que se llevará a cabo con una estructura mixta de acero y hormigón. El tablero está constituido por dos vigas longitudinales metálicas unidas entre sí en su plano inferior mediante vigas metálicas transversales enlazadas por una losa de hormigón que a su vez soporta la plataforma. Las vigas longitudinales presentan canto variable, llegando a desdoblarse en la zona sobre pilas en dos elementos independientes: una viga inferior y un tirante superior que presenta una forma curva cuyo aspecto puede recordar al deL puente colgante, aunque su comportamiento es muy diferente.

El tablero mixto presenta 5 vanos con luces importantes 45+71+75+71+45 m apoyándose sobre pilas cuya posición en planta, condicionada por la autopista, no siempre coincide con la del tablero, por lo que se han diseñado unas vigas transversales que nacen en las vigas longitudinales inferiores hasta alcanzar la pila.

La solución final resulta muy transparente a pesar de su gran dimensión, proporcionando una mínima interferencia con el tráfico de la autovía AP-7 incluso durante su construc-

ción. El empleo de una estructura mixta con elementos prefabricados de hormigón resultará crucial para reducir el tiempo de construcción.

3.3.2. Descripción

El tablero del puente presenta 17,2 m de ancho total permitiendo el paso de 2 vías sobre balasto con una plataforma útil de 14 m. La estructura mixta está constituida por vigas transversales de sección I de 1 m de canto separadas longitudinalmente 3,55 m. Estas vigas transversales están conectadas en sus extremos a unas vigas longitudinales de sección cajón unicelular de 1,6 m de ancho y canto variable entre 3,5 a 6 m. Las vigas longitudinales se unen en cada vano a dos tirantes de trazado curvo soportados sobre el eje de pilas por un pilono de 15 m de altura (figuras 15 y 16). Todos los elementos metálicos están diseñados a partir de chapas metálicas soldadas y rigidizadas. La superestructura está constituida por estribos y pilas de hormigón cuya ubicación está condicionada por la geometría de la AP-7, habiéndose previsto su eventual futura ampliación a cuatro carriles. El peso final de acero en el puente es aproximadamente 2086 T (485 kg/m² de plataforma útil de 14 m).

3.3.3. Análisis estructural

Para el cálculo estructural del puente se han empleado diversos modelos. Para el análisis general se han utilizado modelos espaciales con elementos tipo barra para los ele-

Fig. 15. Viaducto de Llinars. Sección transversal en pila 3.

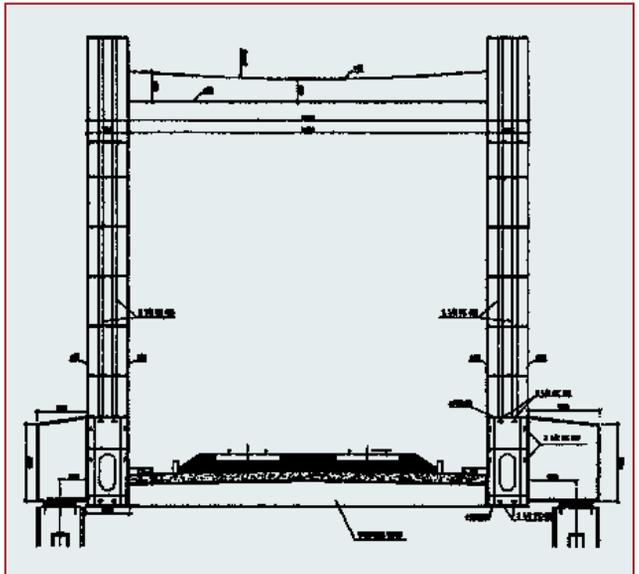




Fig. 16. Impresión artística del puente HSR en la Roca sobre la autopista A-7.

mentos metálicos y elementos finitos tipo lámina para la losa de hormigón, introduciendo espesores o módulos de deformación equivalentes para contemplar la influencia de la fisuración o la variación en el tiempo de las acciones. Para el análisis de determinados nudos y de las vigas transversales que apoyan sobre las pilas se han desarrollado modelos de detalle mediante elementos finitos tipo lámina, siempre en régimen elástico y lineal.

El diseño de los elementos metálicos y mixtos se ha llevado a cabo siguiendo las especificaciones de las normativas nacionales para puentes mixtos y metálicos de carretera del Ministerio de Fomento, habiéndose realizado algunas comprobaciones complementarias para el análisis del fenómeno de fatiga con las especificaciones de los Eurocódigos.

Se ha prestado una especial atención al análisis dinámico del puente, puesto que se trata de una tipología poco frecuente, con una luz importante y de peso y coeficiente de amortiguamiento más bajos que en una estructura de hormigón. Para llevar a cabo la simulación de paso de los trenes de alta velocidad definidos por el eurocódigo 1 para velocidades entre 150 km/h y 420 km/h se ha desarrollado un modelo de análisis espacial con elementos tipo barra. La máxima aceleración obtenida bajo las cargas móviles ha sido $1,8 \text{ m/s}^2$. Este valor es inferior al límite admitido por el Eurocódigo para vías sobre balasto (0,35 g).

4. CONCLUSIONES

La construcción de puentes representa un coste significativo de las infraestructuras de las líneas de ferrocarril de alta velocidad. Debido a la importante magnitud de las acciones verticales y horizontales que estos deben soportar y a los exigentes requerimientos de las normativas vigentes para garantizar su adecuado comportamiento en servicio, se debe realizar una juiciosa selección de la configuración estructu-

ral y del procedimiento de construcción. En muchos casos, una optimización de los materiales de construcción puede comportar un ahorro económico significativo.

Los métodos avanzados de cálculo son una magnífica y eficiente herramienta para el ingeniero de puentes siempre que se utilicen con el rigor y criterio necesarios para que no se vuelvan en su contra.

El estudio de alternativas mixtas de hormigón y acero puede resultar competitivo en muchas situaciones, tal y como se ha demostrado en las líneas de alta velocidad francesas, y, sobre todo, permitir una reducción clara del tiempo de construcción gracias al empleo de elementos prefabricados de reducido peso.

5. CRÉDITOS

Todos los ejemplos presentados en este artículo han sido desarrollados en PEDELTA por los autores del artículo junto con los ingenieros Javier Jordán, Juan V. Tirado, Leonardo Rosillo, Ricardo Ferraz, Javier Martínez, Agustín García, Lara Pellegrini y el resto de personal técnico de PEDELTA. ■

REFERENCIAS

- [1] Grupo Español IABSE, Ed. M^a DOLORES G. PULIDO & JUAN A. SOBRINO. *Puentes de Ferrocarril. Diseño, construcción y mantenimiento*. ISBN: 84-930872-4-6. Madrid, España, 2002.
- [2] *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril*, correspondiente a la O.M. 25 de Junio de 1.975 (IPF-75).
- [3] CEN; Eurocódigo 1: *Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Cargas de tráfico en puentes UNE-ENV 1991-3*. Octubre 1997. (EC1.1.3).
- [4] TDV, *Software manual of RM-2000*. Graz, Austria, 2002.