

Cinco viaductos singulares en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Valencia

Revista de Obras Públicas
nº 3.526. Año 158
Noviembre 2011
ISSN: 0034-8619
ISSN electrónico: 1695-4408

Five extraordinary viaducts on the Madrid-Valencia High-Speed Railway Line

1. Pérgola sobre el AVE en Motilla de Palancar

Fernando García Valero. Autor del proyecto.

Juan Luis Bellod Thomas. Responsable del cálculo de la estructura.

Tramo Solera de Gabaldón-Motilla del Palancar que contiene la Pérgola sobre el AVE en Motilla del Palancar.

2. Viaducto sobre el río Magro y la Autovía A-3

Lucas Iturrioz del Campo y César Sánchez García. Coautores del proyecto.

José Ángel Hidalgo González. Responsable del cálculo de la estructura.

Tramo Caudete de las Fuentes-San Antonio de Requena que contiene el Viaducto sobre el río Magro y la autovía A-3.

3. Viaducto sobre el barranco Hondo de Massegar

Emilio Fernández Alonso. Autor del proyecto.

Juan Rodado López. Responsable del cálculo de la estructura.

Tramo Siete Aguas-Buñol que contiene el viaducto sobre el barranco Hondo de Massegar.

4. Estructura de Alta Velocidad sobre la A-3 y el ferrocarril de Chiva

Antonio Caro Silva. Autor del proyecto.

David Sanz Cid. Responsable del cálculo de la estructura.

Miguel Rodríguez Goñi. Responsable del cálculo de la estructura.

Tramo Buñol-Cheste que contiene la Estructura de alta velocidad sobre la A-3 y el Ferrocarril en Chiva.

5. Viaducto sobre el río Turia

Jesús Buesa Blanco. Autor del proyecto.

Javier Rui-Wamba y Manfred Petersen. Responsables del cálculo de la estructura.

Tramo Picanya-Valencia que contiene el Viaducto sobre el río Turia.

Todos estos proyectos de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Valencia han sido coordinados y dirigidos por la Gerencia Zona III de la Dirección de Estudios y Proyectos, Dirección General de Grandes Proyectos del Administrador de Infraestructuras ferroviarias (ADIF), cuyo responsable ha sido Roberto Hungría Rodríguez (Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Gerente de la misma).

La Línea de Alta Velocidad Madrid-Valencia, en servicio desde diciembre de 2010, presenta otras muchas grandes estructuras significativas, de elevada y variada complejidad técnica. A continuación se describen las diferentes soluciones y particularidades proyectadas en otros cinco viaductos singulares de la citada línea.

1. Pérgola sobre el AVE en Motilla del Palancar

1. Pergola over the high speed railway in Motilla del Palancar

Fernando García Valero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Autor del proyecto. AYESA. Director de Ingeniería Civil y Arquitectura. Madrid (España). rop@ciccp.es
Juan Luis Bellod Thomas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Responsable del cálculo de la estructura. CESMA Ingenieros. Director General. Madrid (España). rop@ciccp.es

Resumen: En la resolución de cruces a distinto nivel bajo grandes esviajes suelen adoptarse estructuras tipo pérgola porque permiten resolver el cruce con luces más reducidas. Se presenta en este artículo la descripción de la estructura para el cruce de las líneas de alta velocidad Madrid – Valencia y Madrid – Albacete en el término municipal de Motilla del Palancar. Al soportar la pérgola una línea de alta velocidad, fue necesario para su concepción, un estudio detallado del comportamiento global, con objeto de adecuar la solución habitual a las particularidades de la cargas a resistir. El resultado es una estructura con una cuidada estética y un comportamiento funcional adecuado.

Palabras Clave: Pérgola; Esviaje; Celosía; Cruce; Campo de tensiones

Abstract: The junctions in split level with a small skew angle are usually solved by type pergola structures because they permit the resolution of the junction with a shorter span. This article shows the description of the structure for the crossing of the high speed lines Madrid – Valencia and Madrid – Albacete in the municipality of Motilla del Palancar. As the pergola supports a high speed rail, it was necessary to do detailed studies of the global behaviour since the beginning, in order to adequate the typical structural solution to the particularities of the loads to resist. The result is a good aesthetical structure with an adequate functional behaviour.

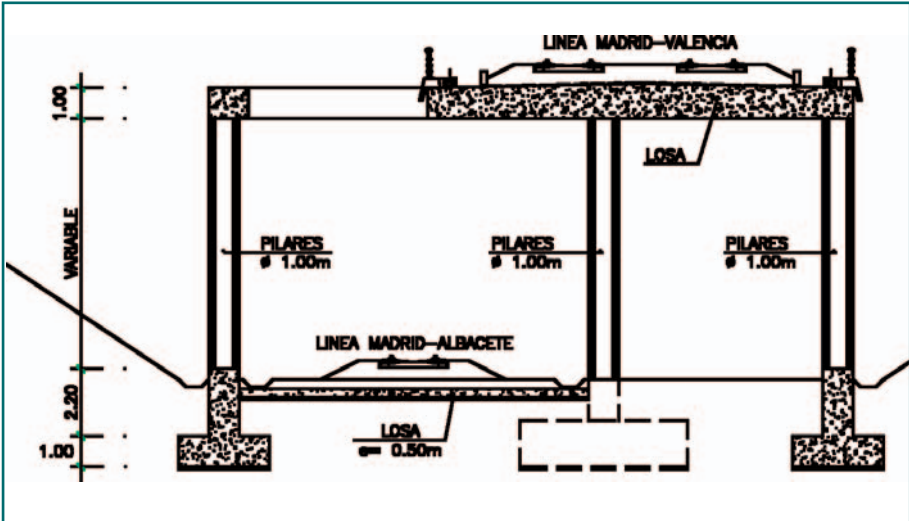
Keywords: Pergola; Obliquity; Truss; Crossing; Stress field

Fig.1. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar; a) Vista general antes de la colocación de la plataforma; b) Sección transversal.

Descripción de la solución

El cruce entre las líneas de alta velocidad de Madrid-Valencia y de Madrid-Albacete materializado en el término municipal de Motilla del Palancar se produce con un gran esviaje, que exigió la construcción

de una pérgola de 146 m de longitud y 14 m de ancho (fig. 1). La estructura está formada por una losa superior maciza de hormigón en la zona que ocupa la plataforma de la línea Madrid-Valencia (es la que discurre por encima), completandose la pérgola mediante unas vigas de hormigón pretensado formando

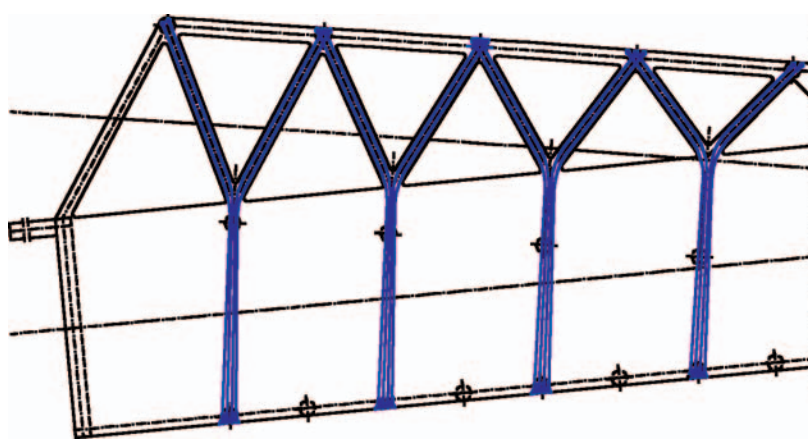




celosías laterales horizontales con disposición en V, de longitud variable, que apoyan sobre los pilares circulares de hormigón armado y dotan al conjunto de una gran rigidez transversal (fig. 2a).

La losa y las celosías, formadas por un entramado de vigas rectangulares de igual canto que la losa, constituyen un sistema monolítico pretensado transversalmente. La losa cuenta con un canto variable, con su cara superior siguiendo el bombeo del 2% necesario para la evacuación de las aguas pluviales. De esta forma, el canto varía desde 1,00 m en extremos a 1,14 m en la sección central. Las vigas, de sección rectangular de 0,80 m de ancho y 1,00 m de canto, se disponen horizontalmente, produciéndose un quiebro en alzado respecto a la losa (1) (2).

Los apoyos de este sistema se formalizan lateralmente mediante pilas circulares de 1,0 m de diámetro y por estribos cerrados en sus extremos. Los elementos verticales se empotran en la losa, por lo que las acciones de arranque y frenado se transmiten a la totalidad de la cimentación. Dada la gran longitud de la estructura para esta tipología estructural, fue necesario disponer una junta de dilatación intermedia.



Singularidad técnica

La singularidad que presenta la estructura es su adaptación a las necesidades de las circulaciones de trenes de alta velocidad respecto a las acciones transversales y longitudinales que se generan. Para ello se planteó la solución de la pérgola formada por una losa maciza en la zona a ocupar por la plataforma ferroviaria (3), y una zona aligerada resuelta mediante un sistema triangulado de vigas, que además están vinculadas a los pilares mediante nudos rígidos lo que dota a la estructura de una gran rigidez transversal.

La estructura resultante es un elemento claramente espacial y fue necesaria la utilización de un modelo tridimensional para su definición (fig. 3). Para poder evaluar los esfuerzos en la cimentación, se reprodujo la deformabilidad del terreno, tanto vertical como horizontal, por medio de muelles. La modelización del terreno

Fig. 2. Unión pila-vigas en la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar; a) Vista general; b) Pretensado de las vigas, prolongado en la losa.

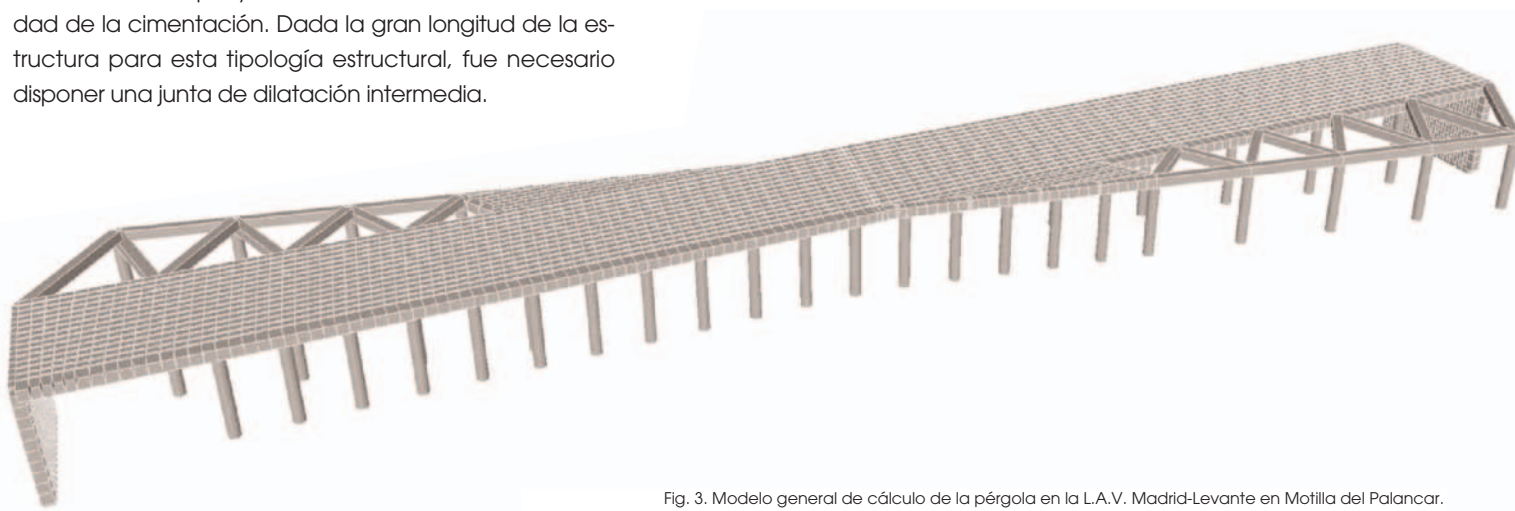
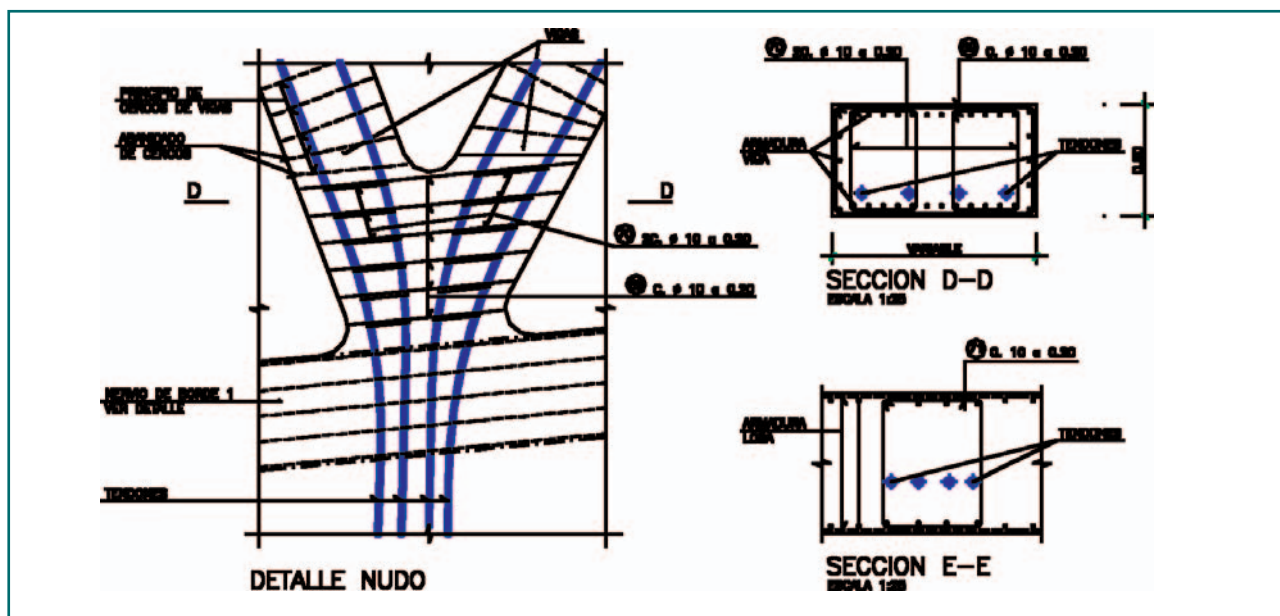


Fig. 3. Modelo general de cálculo de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar.

Figura 4. Detalle del nudo del encuentro de las vigas de la celosía con la losa maciza.



también tuvo en cuenta la presencia de las cuñas de transición en trasdós de estribos que, al estar formadas por un material granular mezclado con cemento, cuentan con una rigidez muy grande frente a acciones que impliquen un movimiento contra el trasdós.

A partir del modelo general se obtienen los esfuerzos de dimensionado por medio de un cálculo elástico, aceptando el principio de superposición de acciones. Estos valores se emplean para la comprobación de cada uno de los relevantes Estados Límite. Además, la existencia de zonas singulares (nudos, etc.) debe ser analizada de forma particular (4).

El análisis se complica al alcanzar los 70 m la distancia entre juntas, haciéndose necesario establecer de forma realista las condiciones de deformabilidad de los estribos y las pilas para evaluar el reparto del frenado entre los mismos, así como el efecto de las deformaciones impuestas de retracción y temperatura. Se realizó un doble cálculo para tener en cuenta la disminución de la rigidez de pilas y estribos para estados muy avanzados de carga.

En estado límite de servicio (ELS) se consideraron las rigideces brutas de las secciones de pilas y estribos en

toda su altura. En las zonas extremas de empotramiento de las pilas en las zapatas y la losa se dispusieron cercos muy próximos con objeto de zunchar el hormigón y garantizar un comportamiento elástico en condiciones de servicio.

En estado límite último (ELU) se consideraron las rigideces fisuradas en una longitud igual a 1/5 de su altura.

Cálculos significativos

El nudo más singular de la pérgola, es el encuentro de las vigas de la celosía y los nervios de borde. Este elemento según el artículo 24 de la EHE-08 (5) es una región D, por tratarse claramente, de una discontinuidad geométrica.

Para resolver este nudo, se ha estudiado su campo de tensiones con el fin de obtener las fuerzas que aparecen en el elemento. A partir de estas, se plantean modelos de bielas y tirantes basados en la teoría de la plasticidad, que sirven para el armado, y comprobación de la pieza; según el art 40 de la EHE-08 (6). ♦

Referencias:

- (1) Prestressed Concrete Bridges. C Menn. Ed Paul Gauvereau. 1990.
- (2) Bridge Deck Behaviour. E.C. Hambly. (2 Ed).

Editorial: Taylor and Francis (1990).

- (3) Instrucciones y Recomendaciones para la redacción de proyectos de plataforma IGP. ADIF
- (4) Instrucción de acciones en Puentes de Fe-

rocarril IGP. Ministerio de Fomento.

- (5) Instrucción de Hormigón Estructural EHE Ed 2008.
- (6) Hormigón Armado. Jimenez Montoya, García Mesenguer y Morán Cabré. 14ª Ed 2004.

2. Viaducto sobre el río Magro y la Autovía A-3

2. Viaduct over the Magro river and A3 highway

Lucas Iturrioz del Campo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Coautor del proyecto. ACCIONA Ingeniería, Jefe de la División de Ferrocarriles. Madrid (España). rop@ciccp.es
César Sánchez García. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Coautor del proyecto. KV consultores, Director División de Proyectos. Madrid (España). rop@ciccp.es
José Ángel Hidalgo González. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Responsable del cálculo de la estructura. ACCIONA Ingeniería, Jefe del Departamento de Puentes. Madrid (España). rop@ciccp.es

Resumen: El viaducto sobre el río Magro y la autovía A-3 tiene una longitud de 1.158 m con dos zonas en su tablero claramente diferenciadas: una parte ejecutada “in situ” y otra prefabricada. La unión entre ambas se ha resuelto con una continuidad estructural total. Se habían materializado en otras ocasiones continuidades entre tableros “in situ” y tableros prefabricados pero prácticamente sólo a nivel de axiles, no materializando antes en un tablero de esta envergadura una continuidad total.

Palabras Clave: Viaducto; Ferrocarril; Alta Velocidad; Continuidad estructural

Abstract: The viaduct over Magro river and A-3 highway is 1158 m long with two clearly different zones in its deck: one cast in-situ part and other precast part. The joint between them has been solved by means of a full structural continuity. In precedent cases continuity between cast in-situ and precast decks had been achieved but really only regarding axial forces, and not for such important structure deck with full continuity.

Keywords: Viaduct; Railway; High Speed; Structural continuity

Descripción de la solución

El Viaducto sobre el Río Magro y la Autovía A-3, consta de veintiocho vanos, con una longitud total de 1.158 metros entre ejes de apoyos. Esta longitud es necesaria para salvar la llanura de inundación del río Magro, la Autovía A-3, la N-IIIa y la rambla de Estenas. La distribución de vanos es 30 + 11x43 + 40 + 10x43 + 2x44 + 43 + 30 + 24.

Tablero:

El ancho del tablero es de 14 m con bombeo del 2% a dos aguas desde el eje del mismo, y el canto es constante de 3,02 m en el eje. La tipología consiste en un puente hiperestático monoviga cajón de hormigón postesado, cuyo sistema de construcción es cimbrado desde el suelo en su mayor parte, y un tramo prefabricado con continuidad estructural con el anterior, pa-

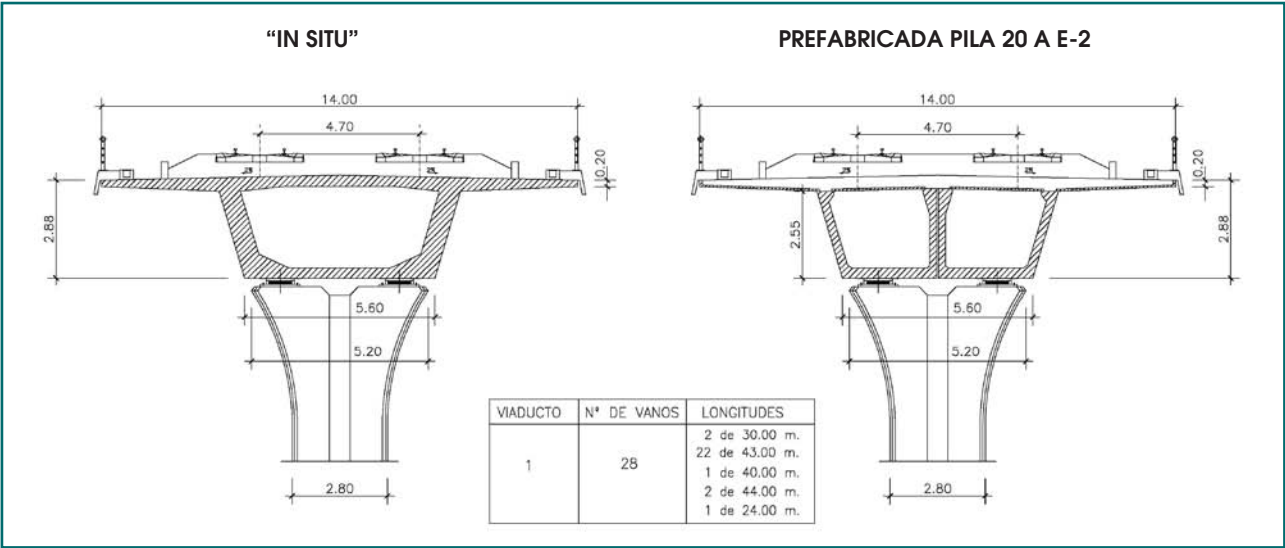
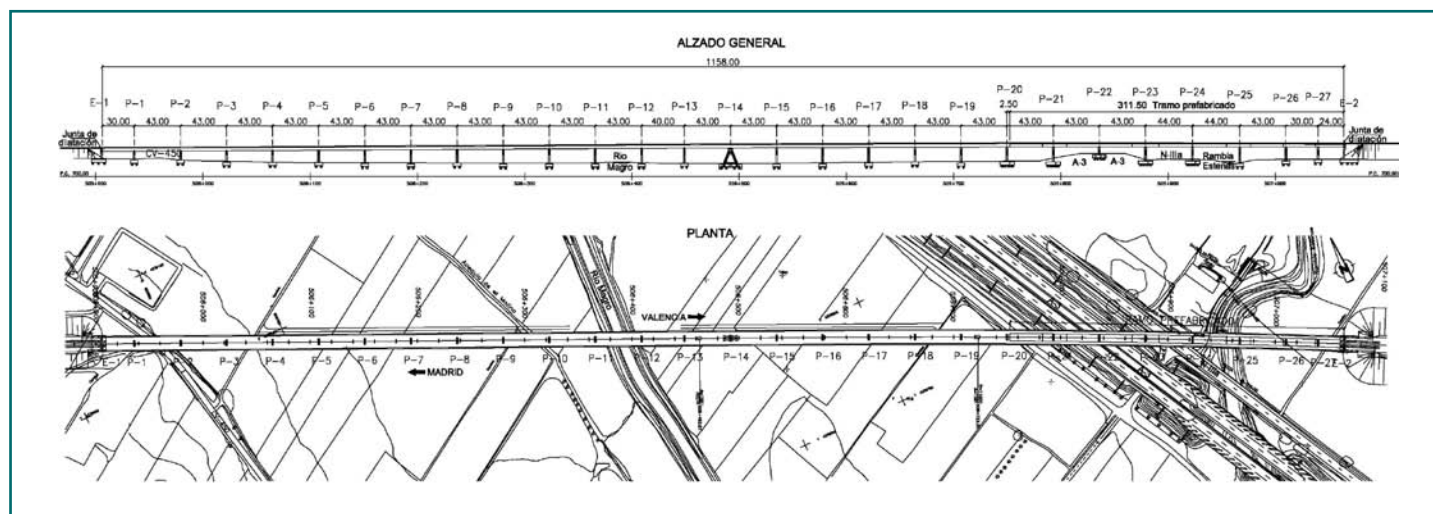


Fig. 1.
Sección
Transversal.



Figs. 2 y 3. Planta y alzado.

ra solventar el inconveniente de la ejecución sobre la A-3 y sobre la N-IIIa.

Subestructura:

Las pilas, de altura máxima 15 m, son de tipo palmera "in situ" de dimensiones 1,60 m en el sentido longitudinal del tablero y 2,80 m en el sentido transversal. La única pila distinta es la pila 14, punto neutro aproximado de movimientos longitudinales y que geométricamente responde a una forma en A, con fustes de sección rectangular de 1,50 m x 1,80 m.

Los estribos son del tipo cerrado, con aletas en vuelta y que continúan mediante muros de hasta 16 m de longitud en el caso del estribo 2. El estribo 1 tiene una altura total de unos 10 m y el estribo de 2 de 14 m.

Para las coacciones verticales y transversales del viaducto en estribos y pilas se han dispuesto apoyos tipo POT, unidireccional o multidireccional. Las acciones longitudinales se recogerán prácticamente en su totalidad

mediante la pila en A, que corresponde al punto fijo del tablero y además en cada estribo se disponen aparatos de amortiguación.

Cimentación:

La cimentación tanto de las pilas como de los estribos es pilotada con encepados de geometría rectangular, salvo en la P-14 que es un encepado en forma de H. Los pilotes se han dimensionado con $f_{1,80}$ y longitudes medias alrededor de 30 m.

Aspecto innovador:

El aspecto más innovador de este viaducto es la resolución de la unión hiperestática entre la parte prefabricada y la parte "in situ". Se habían materializado en otras ocasiones continuidades entre tableros "in situ" y tableros prefabricados pero prácticamente sólo a nivel de axiles, no materializando antes en un tablero de esta envergadura una continuidad total.

La tipología de tablero prefabricado que da continuidad al cajón "in situ", mediante doble viga adosada que da lugar a una cajón bicelular, añade algunas complicaciones adicionales respecto a las que de por sí ya presentan en este tipo de uniones para garantizar el mecanismo de continuidad en la unión de ambas partes del tablero.

Ha sido por tanto necesario materializar una riostra transversal en el extremo del cajón "in situ" de unos 3,50 m de espesor, que permitiera el paso del cortante de tres a dos almas, y con la dificultad añadida de resolver el mecanismo resistente evitando los pasos de hombre

Fig. 4. Zona de unión entre el tramo "in situ" y el tramo prefabricado.



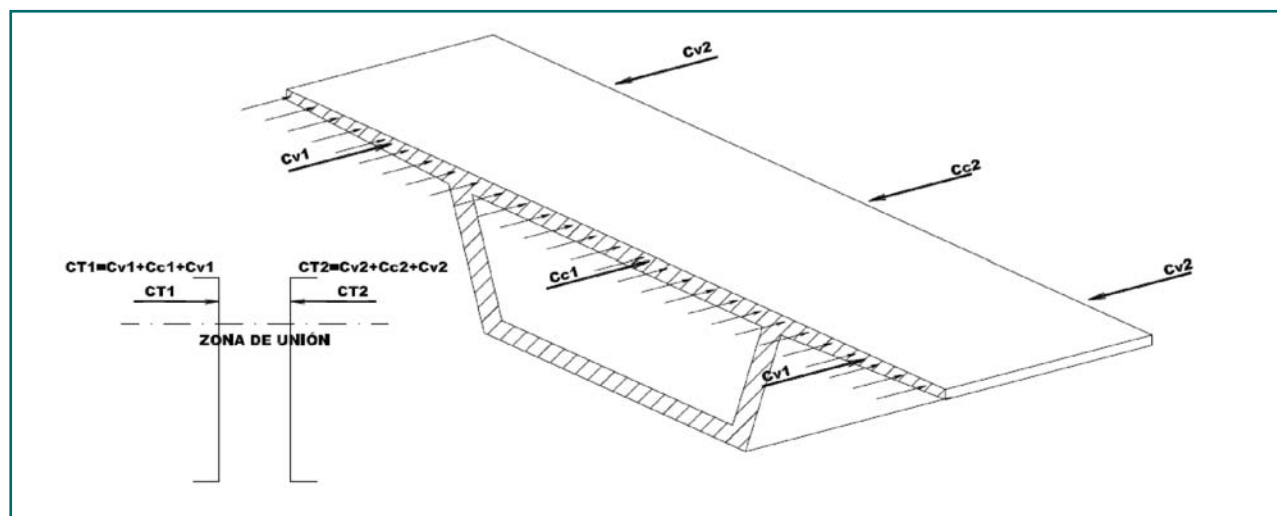


Fig. 5. Tensiones en la zona de unión.

en cada una de las dos vigas prefabricadas que se empalman con el tablero "in situ".

Otra de las dificultades principales consistía en resolver la unión al nivel de la losa superior, pues en la parte "in situ" forma parte de la sección cajón, ejecutada en dos fases, mientras que en la prefabricada se hormigona posteriormente, sobre las prelosas que se colocan encima de las vigas. Para que pudiera existir cierta continuidad en el hormigonado de la losa, hubo que modificar el sistema de ejecución del forjado del cajón "in situ" en la zona final próxima al empalme, ejecutando la 2ª fase del mismo junto con la losa en primera fase del tramo prefabricado. Ha sido necesario por tanto analizar pormenorizadamente la distribución de los esfuerzos rasantes que se generaban entre las diferentes fases de hormigonado que se habían planteado, a partir de las tensiones longitudinales que se obtenían en las diferentes zonas de la losa superior

La continuidad en el empalme, situado a 2,50 m de la pila 20, se garantizó mediante la disposición de un total de 12 barras cortas de pretensado, 8 de ellas, de 36 mm de diámetro, situadas en la parte inferior de la sección y $4\phi 32$ en la parte superior de las vigas, además de 6 tendones de $19\phi''0,6$ más 4 tendones de $14\phi''0,6$ y 2 de $18\phi''0,6$ en la losa superior. De esta forma, la fibra inferior de la sección quedaba comprimida bajo cualquier combinación de acciones ($1,8 \text{ N/mm}^2$), mientras que en la losa no se alcanzaba la resistencia mínima a tracción del hormigón para la combinación rara de acciones.

Principales mediciones:

Algunos de los valores correspondientes a las mediciones del proyecto se resumen en la tabla 1. ♦

Tabla 1.

	Tablero (tramo "in situ")	Tablero (tramo prefabricado)	Pilas y Estribos
Hormigón (m³)	8.548,1	1.385,3	4.172,8
Acero pasivo (kg)	1.319.639,7	252.695,5	455.131,18
Acero activo (kg)	291.052,0	26.685,7	
Cuantía pasiva (kg/m³)	154,4	58,0 kg/m²	
Cuantía activa (kg/m²)	25,0	6,0	109,1

Referencias:

– Véanse al final del apartado 3 (Viaducto sobre el barranco Hondo de Massegar) en este mismo artículo.

3. Viaducto sobre el barranco Hondo de Massegar

3. Viaduct over the Hondo de Massegar ravine

Emilio Fernández Alonso. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Autor del proyecto. Madrid (España). rop@ciccp.es

Juan Rodado López. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Responsable del cálculo de la estructura. ACCIONA Ingeniería, Jefe de la División de Estructuras. Madrid (España). rop@ciccp.es

Resumen: El viaducto sobre el Barranco Hondo de Massegar proyectado y construido en la Línea de Alta Velocidad del Nuevo Acceso a Levante consiste en una estructura de 224 m de longitud que cruza el citado barranco con luces máximas de 40 m y pilas de más de 20 m de altura. En su diseño se han tenido en cuenta los condicionantes impuestos por el tráfico ferroviario de alta velocidad y las altas solicitaciones horizontales generadas por el mismo.

Palabras Clave: Viaducto; Ferrocarril; Alta Velocidad; Massegar

Abstract: The viaduct over Barranco Hondo de Massegar, designed and built for the High Speed Railway Line of the New Access to Levante, consists of a 224 m long structure to pass over the mentioned gully with maximum span lengths of 40 m and piers higher than 20 m. The design has taken into account the requirements from the high speed railway traffic and the high horizontal actions generated by it.

Keywords: Viaduct; Railway; High Speed; Massegar

Descripción de la solución.

El viaducto sobre el Barranco Hondo de Massegar consta de 6 vanos con luces de 32+4x40+32 m y por tanto una longitud total de 224 m entre ejes de apoyo en estribos.

El tablero es continuo de hormigón postesado con sección cajón unicelular. Tiene un ancho superior de 14 m donde se dispone la doble vía sobre traviesas y

balasto, así como dos paseos de servicio laterales. Este ancho se consigue con dos voladizos laterales de 3,50 m. El ancho inferior del cajón es de 5,0 m. El tablero tiene canto constante de 2,70 m medido desde el extremo del voladizo, ya que al tablero se le da un bombeo del 2 %.

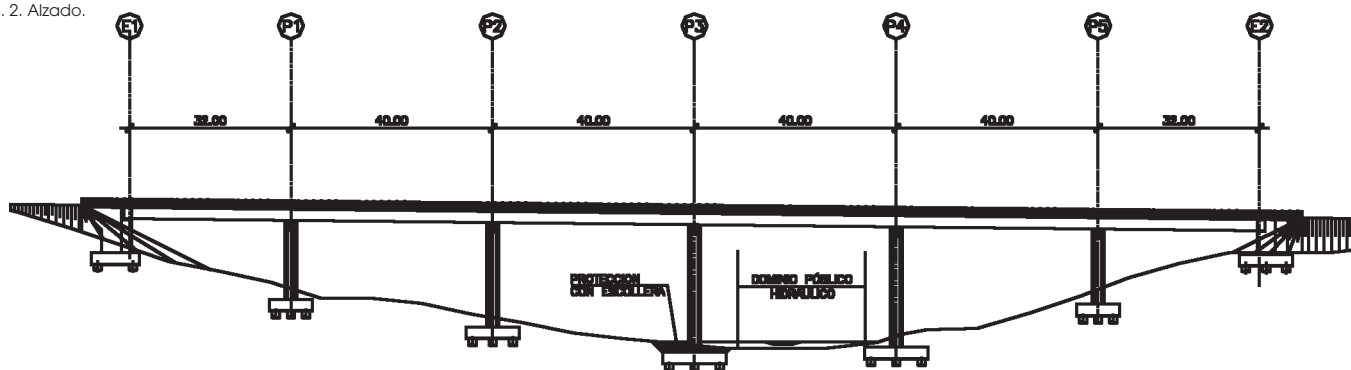
Las pilas intermedias, con alturas máximas de 23,7 m, son de hormigón armado con un único fuste de sección rectangular hueca de 2,5 m en dirección longitudinal y 5,0 m en dirección transversal con esquinas redondeadas y en la que se hacen unos rebajes frontal y dorsal para dar esbeltez visual a dicho fuste. El espesor de los tabiques de la pila varía entre 0,40 m y 0,65 m y es constante en toda la altura de la pila e igual en todas las pilas. En la parte superior la pila se maciza interiormente a modo de capitel donde se disponen los apoyos. Los aparatos de apoyo de las pilas son tipo POT, siendo uno de ellos libre y el otro unidireccional y están diseñados para una carga máxima de 16000 kN por apoyo. Entre los apoyos se proyecta un hueco en el interior del capitel de la pila para facilitar la inspección de los mismos.

Los estribos consisten en muros de hormigón armado con aletas y muros en vuelta de dimensiones reducidas y alturas máximas de 7 m hasta cota inferior de tablero. Dada la longitud del tablero y las fuertes cargas horizontales a que está sometido por el tráfico ferroviario y el sismo es necesario disponer un punto fijo para lo cual se

Fig. 1. Vista durante la construcción.



Fig. 2. Alzado.



aprovecha el estribo de menor altura, en este caso el estribo E2. En dicho estribo se diseña un anclaje por medio de barras pretensadas que cosen el diafragma de apoyo del tablero con el muro dorsal del estribo. En el estribo fijo, además se dispone una galería en trasdós para acceder al interior del tablero, lo cual se hace a través del hueco dejado en el diafragma del estribo. En ambos estribos se disponen dos apoyos tipo POT, uno libre y el otro unidireccional, para una carga máxima de 6000 kN por apoyo. Las juntas de dilatación consisten en pletinas de acero ancladas al tablero que deslizan sobre otras colocadas sobre el murete del estribo.

Por estar situado sobre terrenos de baja calidad geotécnica se ha proyectado una cimentación profunda

tanto en pilas como en estribos. Las pilas se cimentan sobre encepados de 2,25 m de canto sobre 8 pilotes (pilas P1 y P5) ó 9 pilotes (pilas P2, P3 y P4) de 1,5 m de diámetro y longitud variable entre los 26 m y los 28 m desde cota inferior de encepado. Los pilotes son de hormigón armado ejecutados in situ.

La ejecución del tablero se ha realizado vano a vano cimbrando el vano correspondiente y un quinto del vano siguiente sobre el terreno mediante cimbra porticada apoyada sobre torres provisionales y también en las pilas, dada la altura del tablero sobre el cauce.

Algunas de los valores correspondientes a las mediciones del proyecto se resumen en la tabla 1. (pilotes no incluidos).

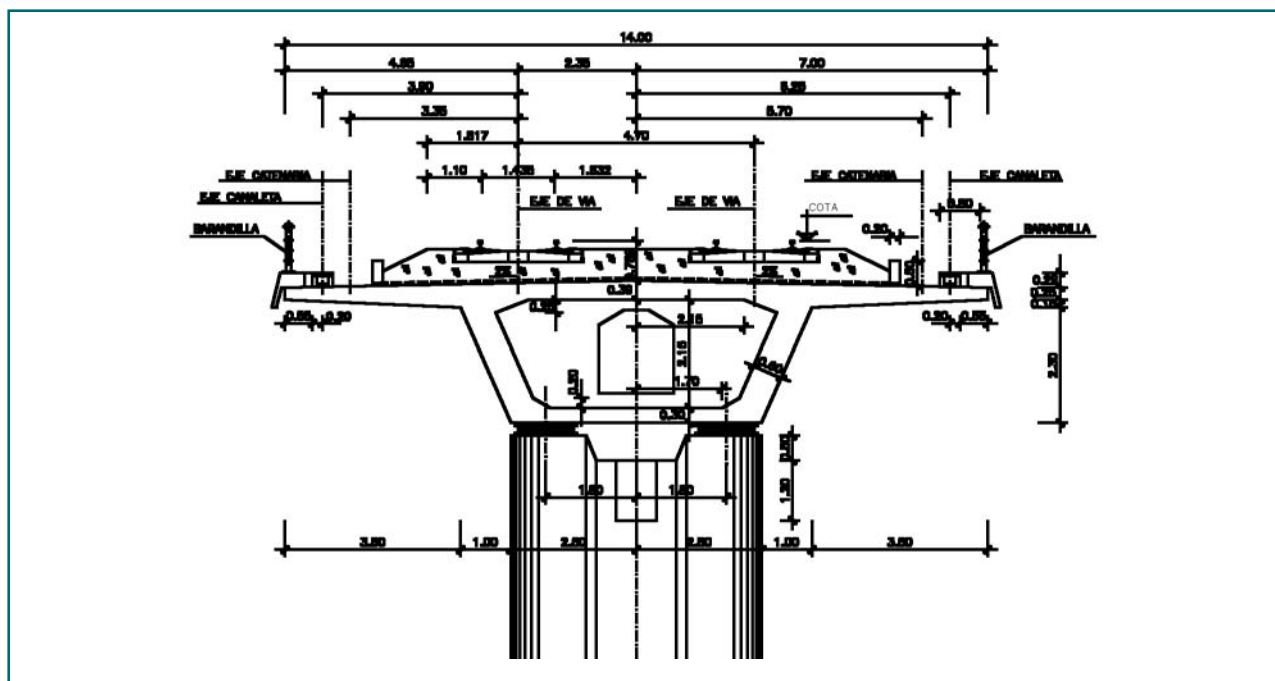


Fig. 3. Sección transversal.

Tabla 1.			
	Tablero	Pilas	Estribos
Hormigón (m³)	2.375,2	1.937,9	1.446,4
Acero pasivo (kg)	311.733,3	260.955,0	149.639,4
Acero activo (kg)	56.789,3		
Cuantía pasiva (kg/m³)	131,3	134,7	103,5
Cuantía activa (kg/m²)	23,9		

Aspectos significativos

Merece la pena destacar que en el diseño ha sido un condicionante fundamental de la solución el cumplimiento de los requisitos impuestos por las elevadas solicitaciones que impone el tráfico de alta velocidad, sobre todo en cuanto a las acciones de frenado y arranque, que hacen necesario anclar el tablero a un punto fijo. Este condicionante unido a la profundidad del barranco, y por tanto a la altura de pilas, conduce a una solución con punto fijo en el estribo de menor altura donde se ancla el tablero. Otros requisitos asociados al tráfico de alta velocidad son las limitaciones impuestas por el control de vibraciones, limitando la aceleración máxima vertical a 0,35g (vías con balasto) por razones de confort y estabilidad del balasto, que conducen a tableros más rígidos, así como en general el control de deformaciones en servicio que exigen los códigos internacionales, limitando el alabeo del tablero, el giro en los apoyos, la deformación horizontal y la vibración transversal del tablero. Juntos con estos aspectos hay que tener en cuenta el incremento de las cargas ferroviarias por efectos dinámicos, que en determinados casos pueden ser muy importantes, aunque

en el caso que nos afecta y dada la tipología adoptada apenas alcanzó el 2 %.

La solución tipológica adoptada para el viaducto no requiere de ningún cálculo innovador, aunque es cierto que en la época en la que se proyectó este viaducto, la experiencia en el diseño y cálculo de viaductos de alta velocidad en España no era muy grande y, por tanto, el simple hecho de ser un viaducto de alta velocidad ya suponía cierta innovación. Recordemos que ni siquiera teníamos en España una normativa oficial para puentes de ferrocarril de alta velocidad, debiendo proyectarse con una mezcla de normas, no siempre compatibles: borrador IAPF-2003, Eurocódigos, normas UIC y normativa oficial española IAPF-75, esta última no válida para alta velocidad. (Véanse referencias (7) a (18) al final de este apartado).

Es destacable el diseño y cálculo del anclaje del tablero al punto fijo del estribo que debe resistir, por un lado las acciones de frenado y arranque del ferrocarril y por otro la resultante de rozamiento en todos los apoyos durante los procesos de deformación lenta (temperatura, retracción y fluencia). Aunque el viaducto se ubica próximo a zonas sísmicas, en su diseño no se tuvo en cuenta la acción sísmica pues la aceleración de cálculo correspondiente a su localización, municipio de Siete Aguas, era de 0,043g y, por tanto, inferior a los 0,06g que marcaba la IAPF-2003, con la que se diseñó este viaducto. La fuerza total transmitida por el tablero al estribo en la hipótesis pésima alcanzó los 11.300 kN, de los cuales unos 6.000 kN corresponden a las acciones de frenado y arranque una vez reducidas por la interacción carril-estructura, que permite que una parte de la carga total sea transferida por los carriles al terraplén adyacente tras el estribo fijo. El anclaje se diseñó con 6 barras pretensadas de 75 mm de diámetro, tesadas al 70 % de la carga máxima, y topes de neopreno zunchado entre el tablero y el estribo. ♦

Referencias:

–(7) MINISTERIO DE FOMENTO. Instrucción de acciones a considerar en puente de ferrocarril. IAPF.

–(8) MINISTERIO DE FOMENTO. Instrucción de hormigón estructural EHE.

–(9) J. DOMINGUEZ BARBERO. “Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia”. UPM 2001.

–(10) UNION INTERNACIONAL DES CHEMINS DE FER (UIC). “Fiche UIC-774-3R: Interaction

voie/ouvrages d’art. Recommandations pour les calculs (200)

–(11) UNION INTERNACIONAL DES CHEMINS DE FER (UIC). “Fiche UIC-776-1R: Charges a prendre en consideration dans le calculo des pons-rail (2006)

–(12) European Committee for Standardization (CEN.) “EN1991-2:EUROCODE 1. Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges” (2003)

–(13) Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2. Puentes de hormigón ENV 1992.2

–(14) L.FRYBA. “Dynamics of railway bridges”. Thomas Telford (1996)

–(15) MINISTERIO DE FOMENTO. Norma de construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02)

–(16) UNE-ENV Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.

–(17) Puentes de Ferrocarril. Proyecto, Construcción y Mantenimiento. Grupo Español de IABSE (2002).

–(18) Instrucciones y recomendaciones para la redacción de proyectos de plataforma. IGP.

4. Estructura de alta velocidad sobre la A-3 y el ferrocarril en Chiva

4. High Speed Line Bridge crossing over A-3 Highway and over the railway in Chiva

Antonio Caro Silva. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Autor del proyecto. Euroestudios. Sección de Ferrocarriles. Madrid (España). rop@ciccp.es

David Sanz Cid. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Responsable del cálculo de la estructura. CESMA. Madrid (España). rop@ciccp.es

Miguel Rodríguez Goñi. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Responsable del cálculo de la estructura. Euroestudios. Jefe Sección de Estructuras. Madrid (España). rop@ciccp.es

Resumen: En la Línea de Alta Velocidad de Levante, en su tramo Buñol-Cheste se ha construido y proyectado una estructura que consta de 3 viaductos convencionales que se conectan entre sí mediante una pérgola doble y una pérgola simple.

Palabras Clave: Buñol-Cheste; Viaducto; Pérgola; L.A.V.; ADIF

Abstract: The High Speed Line to Levante, in its part Buñol-Cheste has been designed and built a structure that has 3 conventional viaducts connected among them by a double portal frame and a simple portal frame.

Keywords: Buñol-Cheste; Viaduct; Portal-Frame; H.S.L.; ADIF

Generalidades

La Línea de Alta Velocidad de Levante, en su tramo Buñol-Cheste, incluye dos pérgolas muy próximas entre sí situadas en la localidad de Chiva, cuyos accesos se resuelven mediante viaductos que, en el caso del situado entre ambas estructuras, sirve de unión entre ambas. Mientras que en la primera de las pérgolas la línea de ferrocarril cruza sobre la autovía A-3, en la segunda el paso se produce sobre una línea de ferrocarril convencional. Los viaductos a su vez salvan ramales de acceso de la autovía.

El fuerte esvaje que condiciona ambos cruces deriva en la definición de dos pérgolas como solución más económica. Por otra parte, al encontrarse ambas estructuras sobre viales existentes, se debían definir estructuras y procesos constructivos que permitieran su montaje en obra sin interferir notablemente en el tráfico tanto de la autovía como de la línea de ferrocarril, esto es, sin necesidad de realizar cortes de tráfico o bien con cortes puntuales únicamente.

Dada la proximidad de ambas pérgolas se estableció un paralelismo formal y estructural en la definición de las mismas, utilizando vigas isostáticas prefabricadas pretensadas que se apoyan, mediante un capitel continuo, en pilas situadas en el exterior de los viales y en la mediana de la autovía en el caso de la primera de ellas. Para cumplir con lo indicado en la D.I.A. y para

salvar los ramales de acceso a la A-3 existentes, se definen los tres viaductos en los accesos de las pérgolas, todos ellos con la misma sección cajón de hormigón pretensado, disponiendo juntas de dilatación entre cada una de las cinco estructuras. Las referencias bibliográficas vienen ordenadas de la (19) a la (24) al final de este apartado.

Descripción de las estructuras

Pérgolas sobre la autovía a-3 y sobre una línea de ferrocarril

A la hora de definir las dos estructuras, visibles ambas desde la autovía, resulta especialmente importante unificar su tipología estructural, considerando las particularidades que cada una de ellas presenta. La pérgola situada sobre la autovía A-3 tiene una longitud aproximada de 159 m, con luz de paso sobre cada una de las calzadas de la autovía de 20,35 m, disponiendo por tanto una línea de apoyos en la mediana de la misma. La pérgola situada sobre la línea de ferrocarril convencional tiene una longitud de 133 m y una luz de cruce de 25,5 m sobre la vía.

Los tableros están formados por vigas artesas prefabricadas pretensadas y una losa de hormigón in situ de 0,30 m de espesor mínimo ejecutada sobre enco-

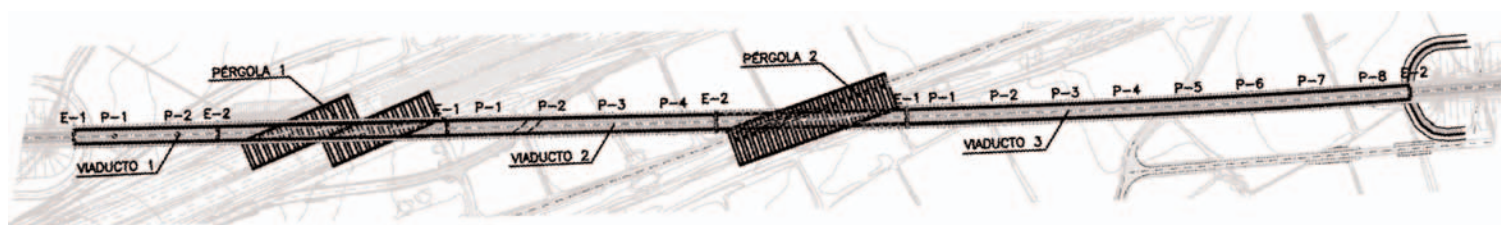


Fig.1.- Planta de la estructura de alta velocidad sobre la A-3 y el ferrocarril en Chiva.

frados perdidos, dispuesta tanto en la zona de paso de ferrocarril como en la zona superior de las vigas, empotrándose a los muretes de estribos o a los capiteles sobre las pilas de apoyo. Las vigas en la pérgola sobre la A3, presentan un canto de 1,30 m, con ancho inferior de 1,70 m, y están dispuestas cada 6,55 m. En la pérgola sobre el ferrocarril, al ser mayor la luz a salvar, el canto de las vigas se incrementa hasta los 1,6 m, con ancho inferior de 1,9 m y superior de 3,13 m, separándose entre sí 6 m.

En el caso de los estribos en la pérgola sobre la A-3 están formados por muros de hormigón armado, dispuestos paralelos al eje de la autovía. Los muros se continúan con aletas en vuelta y permiten, además del apoyo de las vigas prefabricadas, la contención del relleno de hormigón en masa en donde se apoya la plataforma en la conexión de la pérgola con los viaductos adyacentes. El apoyo de las vigas fuera de los estribos y en la mediana de la autovía se produce en pilas de sección lenticular, de 1,6x0,8 m, que se rematan por un capitel continuo de 1 m de canto.

Esta solución difiere de la adoptada en la pérgola sobre la línea de ferrocarril, en la que los estribos son abiertos, formados por pórticos con pilares de las mismas características que la estructura anterior. Por otra parte, la zona de pérgola se conecta con los viaductos de acceso por medio de losas de hormigón armado de 0,8 m de espesor que se empotran en los estribos de la pérgola y en los estribos comunes con los viaductos, además de en una serie de pilas intermedias que mantienen la separación de 6 m.

Viaductos de acceso

Como acceso a las estructuras de cruce sobre la A-3 y la vía de ferrocarril existente, se definen tres viaductos de 100, 187 y 351 m de longitud respectivamente, con luces máximas de 44 m y ancho de tablero de 14 m. En todos los casos se ha mantenido la misma sección transversal, formada por una sección cajón de hormigón pretensado de 3,4 m de canto con

voladizos de 3,5 m de espesor variable de 0,2 m a 0,47 en la conexión con la sección trapezoidal, que presenta un ancho inferior de 5,6 m. El espesor de las paredes laterales del cajón es de 0,55 m, mientras que las losas superior e inferior presentan espesores de 0,25 y 0,3 m respectivamente, con ángulos achaflanados. Las pilas, de hormigón armado, tienen un fuste circular de 3,0 m de diámetro sobre el que se dispone un capitel que permite la colocación de dos apoyos del tablero en cada una de las pilas.

Análisis estructural

Modelos de cálculo

En general, el carácter espacial de las estructuras tipo pérgola, elimina la posibilidad de establecer modelos sencillos de pórticos planos, exigiendo, para la correcta modelización de todos los elementos, el empleo de modelos tridimensionales. Para ambas estructuras se emplean elementos tipo barra, en los que se incluyen las propias vigas pretensadas, los pilares y las losas de continuidad modelizadas como emparillados. Este carácter tridimensional del modelo es además imprescindible para poder realizar un análisis dinámico de la estructura. En el caso de los viaductos se puede optar por un modelo simplificado tipo viga, ya que éste representa el comportamiento de la estructura con fidelidad suficiente tanto para los estudios estáticos como dinámicos.

Cálculo dinámico

Para el estudio del comportamiento dinámico de puentes frente a cargas móviles existen distintos métodos de cálculo, los más sencillos como la obtención analítica de los coeficientes de impacto o el método de la impronta dinámica, tienen limitada su aplicación tanto en el rango de velocidades como en la propia tipología de la estructura, por lo que es

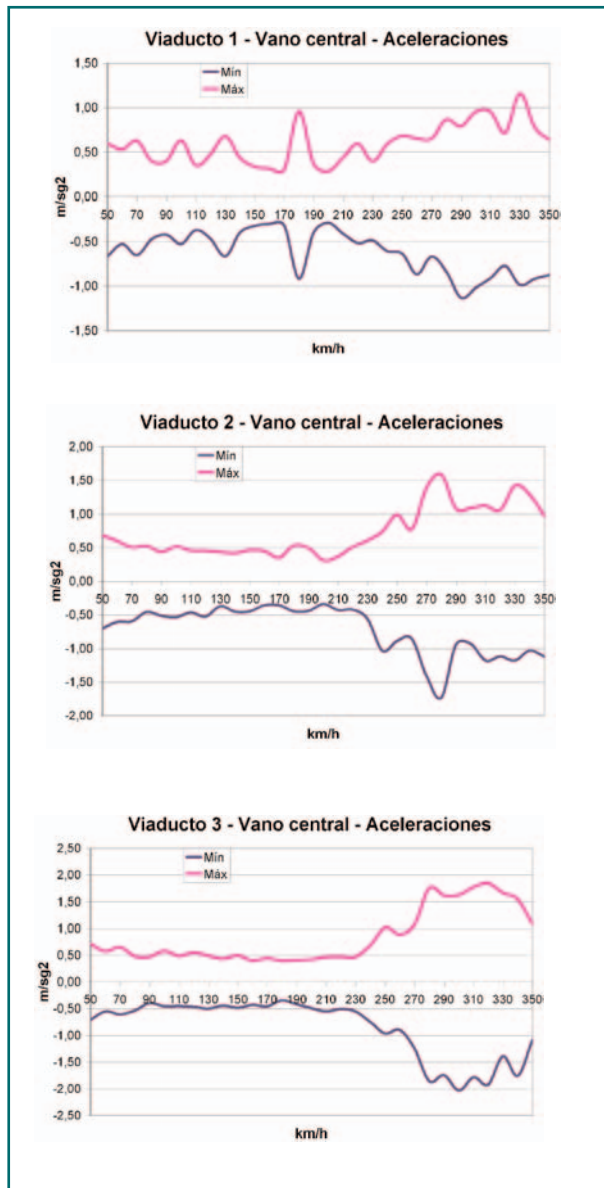


Fig. 2. Evolución de las aceleraciones con la velocidad del tren en los viaductos.

necesario recurrir a la integración directa en el tiempo para poder estudiar el comportamiento dinámico de estas estructuras.

La integración directa en el tiempo, que permite obtener flechas, aceleraciones y esfuerzos en cualquier punto de la estructura y para cualquier instante, implica la resolución de la siguiente ecuación de equilibrio:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F^a\}$$

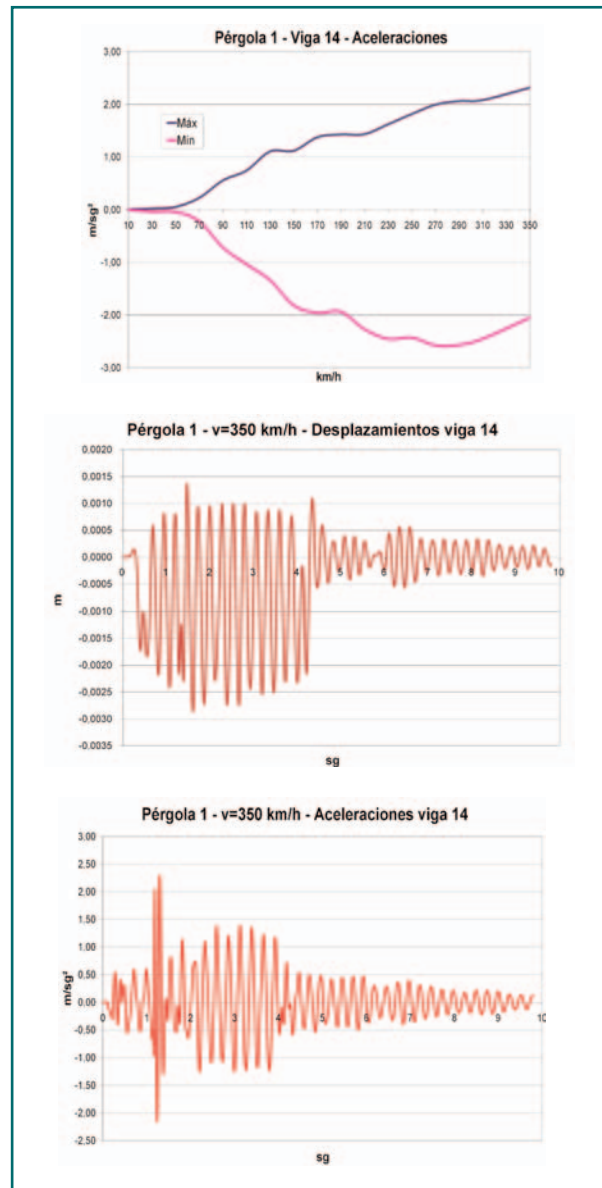


Fig. 3. Resultados del análisis dinámico para viga central de la pérgola sobre la A-3.

(M) matriz de masas

$\{\ddot{u}\}$ vector de aceleraciones

(C) matriz de amortiguamiento

$\{\dot{u}\}$ vector de velocidades

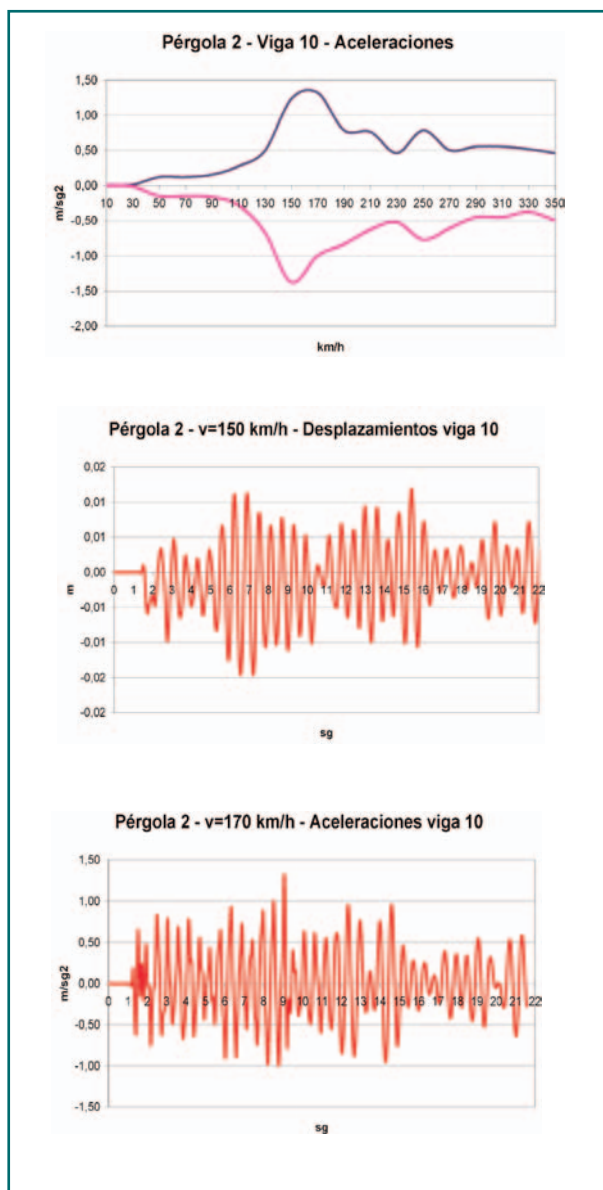
(K) matriz de rigidez

$\{u\}$ vector de desplazamientos

$\{F^a\}$ vector de fuerzas exteriores

El método de superposición modal permite obtener de forma simplificada la integración de la ecuación anterior sin necesidad de realizar una resolución directa

Fig. 4.-
Resultados
del análisis
dinámico
para viga
central de la
pérgola sobre
el ferrocarril.



con un análisis no lineal de la estructura, ya que, a partir de las deformadas de la estructura para las frecuencias propias de vibración, permite predecir el comportamiento de la estructura frente a las cargas

dependientes del tiempo. Este método simplificado de integración sólo permite obtener deformaciones, velocidades y aceleraciones, lo que es suficiente para poder verificar tanto que los valores de aceleración máxima de los tableros son admisibles para la comodidad de los usuarios como, en el caso más concreto de las pérgolas, verificar que los coeficientes de impacto obtenidos mediante las formulaciones disponibles y usados para el dimensionado de los elementos, son suficientes para garantizar la seguridad de la estructura frente a los efectos dinámicos.

Disposición de puntos fijos

Puesto que todas las estructuras quedan separadas por juntas de dilatación fue necesario dotar a cada una de ellas de un punto fijo que se encargue de transmitir los esfuerzos de frenado al terreno. El viaducto 1 tiene su punto fijo en el estribo 2, que se conecta al tablero mediante barras pretensadas, mientras que en los viaductos 2 y 3 se disponen, en cada uno, dos pilas integrales de forma que son las propias pilas la encargadas de resistir la fuerza de frenado. En el caso de las pérgolas son la losa de continuidad superior y los propios apoyos tipo POT fijos, los encargados de transmitir los esfuerzos tanto a las pilas como a los estribos.

Interacción vía-estructura

Al sucederse de forma continua los viaductos y las pérgolas, fue necesario realizar un detallado cálculo de la interacción vía-estructura para evitar disponer aparatos de dilatación de vía sobre las estructuras, siendo por tanto los carriles continuos desde el estribo 1 del viaducto 1 hasta el estribo 2 del viaducto 3. En este estudio fue necesario considerar en conjunto las cinco estructuras, con las rigideces reales de cada uno de sus elementos, sus juntas de dilatación, sus aparatos de apoyo y sus puntos fijos. ♦

Referencias:

_(19) ALARCÓN, Enrique. "El coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril". Revista de Obras Públicas (ROP), 1971, septiembre, p. 689-704.
-(20) ALARCÓN, E., HACAR, M.A. Elementos de dinámica aplicada a las estructuras. DEIX S.A.: Madrid, 1971. M-17.498-1971.

-(21) ALARCÓN, E., ÁLVAREZ, R., DOBLARÉ, M., MOLINA, J. "Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril". Hormigón y Acero, 1985, 2º trimestre, nº 155, p. 173-180.
-(22) Wilson, Ed. Static and dynamic analysis of structures. 3º ed. CSI: Berkeley, 2002, enero. ISBN 0-923907-00-9.
-(23) GOICOLEA, J., DOMÍNGUEZ, J., NAVARRRO, J.A., GABALDÓN, F. "Nuevos métodos

de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las instrucciones IAPF y Eurocódigo 1". Revista de Obras Públicas (ROP), 2004, junio, vol. 39 nº 3445 p. 39-46.
-(24) MINISTERIO DE FOMENTO. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-07). Madrid, 2007, diciembre. ISBN 978-84-498-0823-4.

5. Viaducto sobre el río Turia

5. Viaduct over the Turia river

Jesús Buesa Blanco. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

Autor del proyecto. Director Técnico de ESTEYCO. Madrid (España). rop@ciccp.es

Javier Rui-Wamba. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

Responsable del cálculo de la estructura. Presidente de ESTEYCO. Barcelona (España). rop@ciccp.es

Manfred Petersen. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

Responsable del cálculo de la estructura. Ingeniero Departamento de Estructuras de ESTEYCO. Madrid (España). rop@ciccp.es

Resumen: El Viaducto sobre el río Turia, de 572 m de longitud, es una de las obras más destacadas del acceso a Valencia de la línea de alta velocidad. En su tramo central cruza el río Turia, canalizado entre motas ataluzadas de hormigón, que tiene un amplio cauce de 230 m bajo viaducto. Situado en un entorno periurbano muy consolidado salva, con los vanos de aproximación, la autovía de circunvalación V-30, la línea ferroviaria de FGV, y diversas acequias y canales respetando, con líneas de apoyo de distinto esvaje, los ejes longitudinales de cada infraestructura atravesada. Sobre el cauce, el tablero de sección cajón de canto variable y vanos de 65 m, se empotra en las pilas formando una estructura integral monolítica que absorbe la totalidad de las cargas horizontales.

Palabras Clave: Alta velocidad ferroviaria; Singularidad; Puentes integrales; Monolitismo estructural; Pila dúctil

Abstract: The viaduct over the Turia River, of 572 m length, is one of the most outstanding works of the access to Valencia of the high speed railway line. The bridge spans over the Turia River, channeled between inclined concrete rises, with a 230 m distance between its banks under the viaduct. It is located in a consolidated periurban environment, crossing the V-30 beltway, the FGV (Valencian Railways), and several irrigation ditch so that every support line has a different skew, following the longitudinal axis of every infrastructure that the viaduct crosses. Over the river, the deck is built into the piers forming a monolithic structure that withstands all the horizontal loads of the viaduct.

Keywords: High speed railway line; Singularity; Integral bridges; Monolithic structures; Ductile pier

Introducción

El viaducto sobre el río Turia tiene una longitud total de 572 m y presenta su singularidad en el cruce sobre el cauce del río, sobre el que se define una estructura integral de canto variable de gran limpieza de líneas, esbelta e integrada en el conjunto de estrictos condicionantes hidráulicos.

Descripción de la solución

Del total de sus 14 vanos, los 7 primeros y los 3 últimos corresponden a un dintel de 2,50 m de canto constante, apoyado en las pilas y en los estribos mediante aparatos de tipo POT deslizantes. Sobre el cauce se dispone una estructura monolítica de canto variable de 4 vanos con pilas empotradas en el

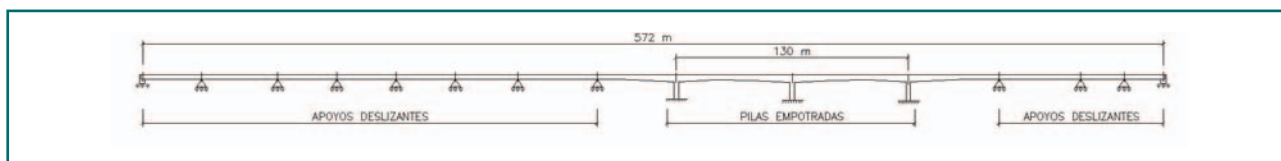
Fig. 1. Vista del Viaducto del Turia desde la carretera V-30.



Figs. 2 y 3.
Fotografía y
alzado del
Viaducto del
Turia en la zona
sobre cauce.



Fig. 4. Esquema
del
comportamiento
estructural del
viaducto.



dintel, de 3,75 m de canto máximo. La distribución de vanos en el eje del tablero es: canto constante $(33 + 43 + 4 \times 33 + 41)$ + canto variable $(50 + 2 \times 65 + 48)$ + canto constante $(46 + 27 + 22 \text{ m})$. La figura 4 muestra el esquema estructural del viaducto.

El tablero tiene un ancho de 23,50 m, que aumenta hacia el lado Valencia hasta alcanzar un valor máximo de 25,30 m para emplazar la plataforma para 2 vías LAV Madrid-Valencia y 2 vías de ancho mixto de la línea Alcacer-Valencia. Está formado por un dintel continuo de hormigón pretensado con sección en cajón multicelular de cinco almas.

Puesto que en los viaductos ferroviarios los voladizos laterales dan solo apoyo a la electrificación, a las canaletas de comunicaciones y al paso para mantenimiento, se colocaron voladizos rebajados, lo que proporciona mayor esbeltez aparente del dintel del viaducto.

Las pilas son de hormigón armado y están formadas por tres fustes cilíndricos. Las pilas integrales tienen un diámetro de $\varnothing 2,50 \text{ m}$ y una altura máxima de 12,40 m, mientras que las restantes tienen un diámetro de $\varnothing 1,80 \text{ m}$ y 11,90 m de altura máxima. Los

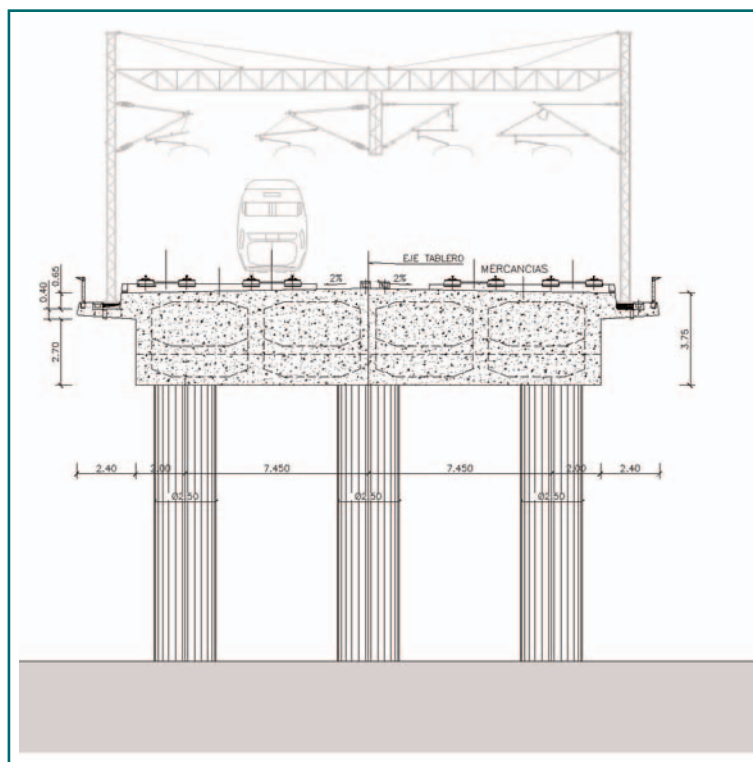


FIG 5. Sección transversal del viaducto.

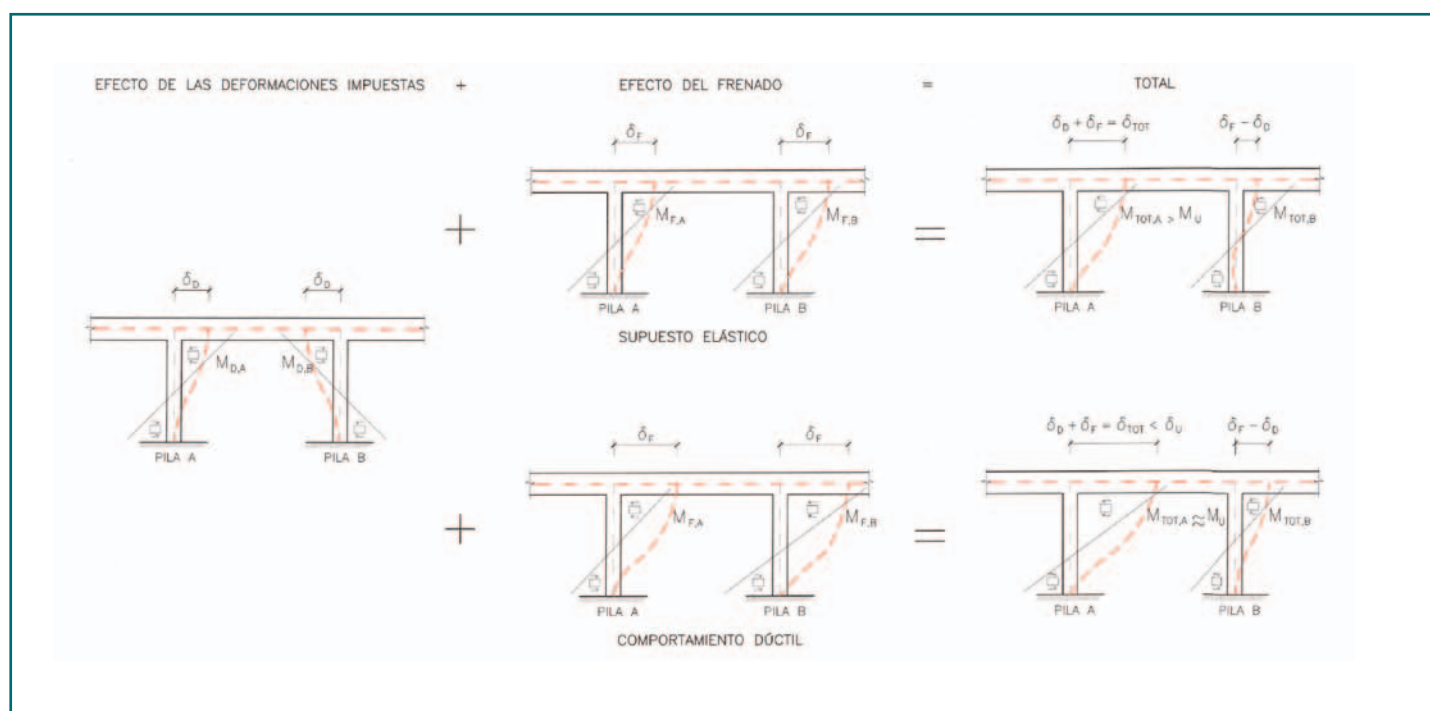


Fig. 6. Análisis elástico de los esfuerzos en las pilas integrales frente a la realidad dúctil.

estribos, de tipo cerrado, están rematados mediante aletas en ángulo.

La litología que presenta el terreno está formada por limos y arcillas con lentejones y paleocanales de gravas y arenas, sin detectarse ningún nivel competente con suficiente continuidad como para considerarlo sustrato de apoyo. Por esto se ejecutaron cimentaciones profundas en todos los apoyos. Se dispusieron pilotes de hasta $\varnothing 2,00$ m de diámetro y 36 m de profundidad.

Para construir el viaducto se emplearon 5.200.000 kg de acero pasivo, 435.000 kg de acero activo, 55.000 m³ de hormigón y se perforaron hasta 7 km de pilotes. Las cuantías de acero pasivo obtenidas para los distintos elementos fueron de 85 kg/m³ en cimentaciones, 200 kg/m³ en alzados y de 95 kg/m³ en el tablero. La cuantía de acero activo en el tablero fue de 33 kg/m².

Singularidad técnica

Desde hace una década se están proyectando y ejecutando estructuras integrales y semi integrales para la alta velocidad, partiendo de que el monolitismo estructural es deseable al ofrecer grandes ventajas funcionales y de mantenimiento. Además de

aprovechar la capacidad de las pilas para absorber las cargas horizontales del tablero, se reduce el número de apoyos, cuya inspección y mantenimiento son ciertamente costosos.

El monolitismo estructural se consigue eliminando los aparatos de apoyo entre pilas y tablero. El tablero queda empotrado en las pilas formando un nudo rígido que requiere una cuidadosa definición de las armaduras, si bien su ejecución no representa mayor complejidad. Véanse las referencias bibliográficas al final de este apartado.

En el viaducto del Turia, el monolitismo se aplica en las tres pilas sobre el cauce para evitar la disposición de apoyos en una zona de difícil acceso. El viaducto, de 572 m de longitud, queda fijado a través de estas tres pilas en su zona central de forma que las longitudes dilatables del tablero se reducen a la mitad. Se rompe el esquema clásico de un estribo fijo de grandes dimensiones y un estribo móvil con grandes recorridos del aparato de dilatación de vía, para obtener estribos más livianos y con recorridos más reducidos.

La opción del monolitismo estructural exige considerar las deformaciones impuestas en la concepción de la subestructura donde la ductilidad toma un papel muy importante. Las pilas integrales del tramo monolítico de 4 vanos sobre el Turia de este via-

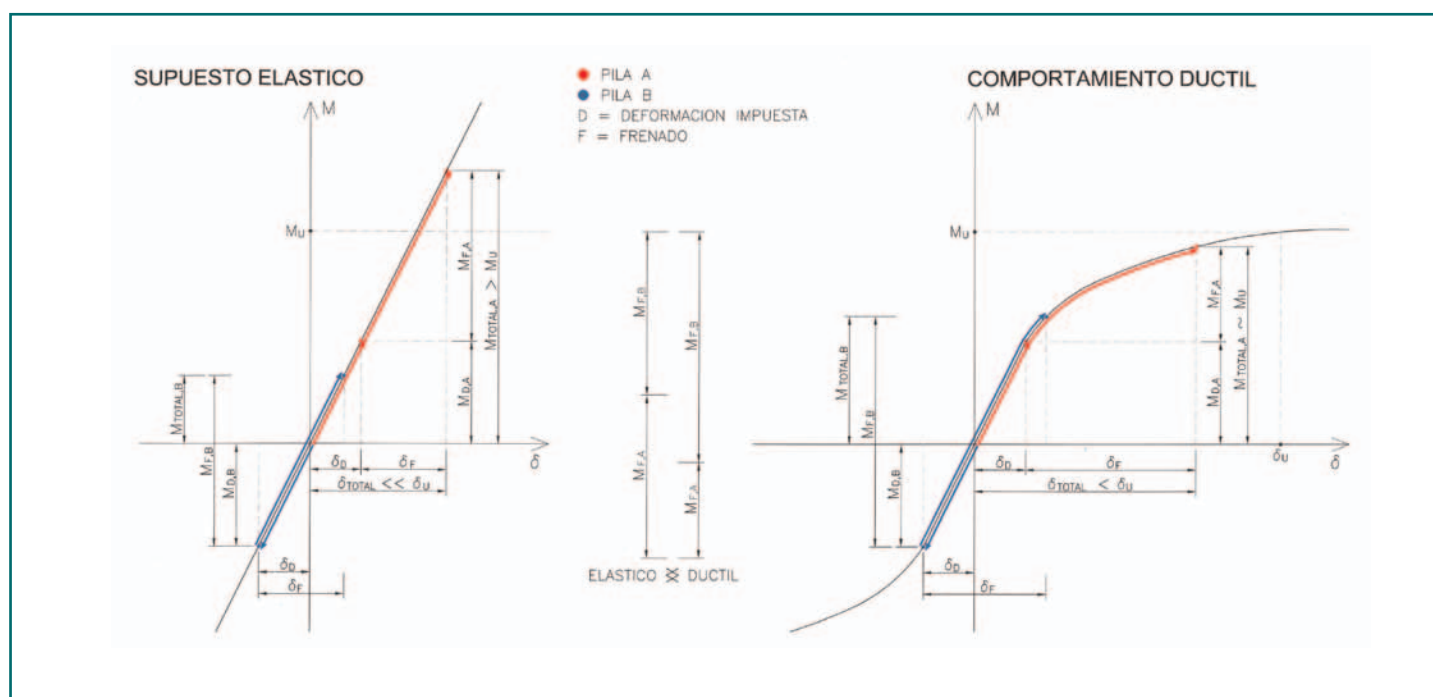


Fig. 7.
Diagramas M- δ
de las pilas de
la figura 6.

ducto se han dimensionado para tener flexibilidad para aceptar los desplazamientos impuestos y a su vez tienen capacidad resistente suficiente para transmitir las importantes cargas horizontales del tráfico ferroviario. Con ello no ha sido necesario disponer estribos fijos puesto que las pilas absorben la totalidad de las cargas de frenado. En el dimensionamiento de las pilas integrales se contó con la rigidez reducida por fisuración y por fluencia y con la flexibilidad de los pilotes.

La ductilidad es un atributo indispensable en las pilas de un viaducto integral ferroviario puesto que permite la distribución favorable de la carga de frenado entre las distintas pilas, que tenderá a ser re-

cogida por las pilas menos solicitadas que mantienen su rigidez intacta. Las figuras 6 y 7 muestran un análisis del comportamiento de las pilas integrales en un supuesto elástico y se compara con la realidad dúctil de la estructura integral.

Tanto el diseño como la ejecución del postensado del tablero ha sido muy complejo debido al esvaje cambiante de los apoyos, al trazado en curva y contracurva con recta intermedia y a la variabilidad de luces y del ancho del viaducto, que requirieron definir uno a uno cada cable de tesado.

Cabe destacar, finalmente, que la construcción del viaducto se realizó sin interrupción del tráfico de la autovía V-30 ni del ferrocarril de FGV. ♦

Referencias:

-(25) DELHEZ, R.C.M.; EVELD, C. "Avoidance of expansion joints in high-speed CWR track on long bridges". Rail Engineering International

Edition, 1995, vol. 3, p.7-9.

-(26) MARX, Steffen; SCHLAICH, Jörg. "Gestalten von Eisenbahnbrücken". Revista Stahlbau, 2010, vol. 3, p.197-202.

-(27) MARX, Steffen; KRONAL, Ludolf; BÄTZ, Stef-

fen; VEHLow, Anja. "Die Scherkondetalbrücke, die erste semi-integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt - Leipzig/Halle VDE 8.2". Revista Beton - und Stahlbetonbau, 2010, vol. 3, p.134-141.