

# PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR PARA LA LÍNEA 1 INTERURBANA DEL METRO DE SEVILLA – ESTRUCTURA E-8

<b>Jose Manuel GONZALEZ BARCINA</b>	<b>Manuel ESCAMILLA GARCIA-G.</b>	<b>Victor M. JIMÉNEZ AGUADERO</b>
Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos
ALEPH	ACL Diseño y Cálculo de Estructuras	DRAGADOS
Proyectista	Asistencia Técnica	Jefe de Obra
<b>Angel ORTEGA ARIAS</b>	<b>Pilar HUE IBARGÜEN</b>	
Ingeniero de Caminos	Ingeniera de Caminos	
DRAGADOS	DRAGADOS	
Dirección Técnica	Dirección Técnica	

## Resumen

La Línea 1 Interurbana del Metro de Sevilla conectará la comarca del Aljarafe (desde Mairena del Aljarafe y a través de San Juan de Aznalfarache) con Sevilla capital gracias a la ejecución del denominado Tramo 0 de dicha infraestructura.

Dicho tramo consta de un trazado de más de 5 kilómetros, y ha de cruzar el cauce del Río Guadalquivir y su zona de inundación desde San Juan Bajo hasta la zona de Tablada.

El paso sobre el Río se materializa por medio de un conjunto de puentes de diferente tipología estructural, luces y procedimientos constructivos, que constan de un total de 23 pilas y una longitud total de 1167 m. Dentro de este conjunto de estructuras, el cruce del cauce medio del Río se realiza por medio de un puente de tablero mixto hormigón-acero (Estructura E-8) construido por el procedimiento de empuje desde la margen izquierda, y con torre de atirantamiento provisional.

La selección de la tipología y del método constructivo fueron objeto de un estudio específico incluyendo los diferentes condicionantes y las características de su ubicación.

La Estructura consta de 5 vanos de luces  $70.25 + 3 \times 82.5 + 70.25$  m con un canto de  $3.30 + 0.30$  m, materializados por medio de un tablero de estructura mixta con sección transversal cajón de acero y losa superior de hormigón armado, presentando también losa inferior de este material en la zona de pilas. Su anchura total es de 8.8 metros.

Las diferentes fases de la ejecución del puente, acordes con su diseño, son:

- Relleno de penínsulas y pilotes de 1500 y 2000 mm de diámetro.
- Realización de tablestacados y encepados.
- Pilas, dinteles y elementos de empuje.
- Ejecución del terraplén de empuje.
- Construcción en taller, transporte y ejecución del empuje.
- Losa, remates y acabados.

La construcción se realizó con gran éxito tanto en términos estructurales como de planificación de la obra, gracias al magnífico equipo humano que la realizó y a la perfecta coordinación entre todos ellos.

**Palabras Clave:** Puente, viaducto, estructura mixta, pórtico, sección cajón, sección cajón.

## 1. INTRODUCCIÓN. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA OBRA.

### 1.1 La conexión de Sevilla - Aljarafe Sur por medio de la Línea 1 del Metro.

El cauce del Río Guadalquivir a su paso por el área metropolitana de Sevilla separa el término municipal de la ciudad hispalense de la comarca del Aljarafe, ubicada en la cornisa que jalona la margen derecha del curso fluvial por el oeste. Integrada por más de 30 municipios, la citada comarca posee en la actualidad más de 270.000 habitantes, habiendo experimentado un incesante desarrollo demográfico iniciado en la década de los años 1960 y 1970 y acentuado en los últimos tiempos, en contraste con el estancamiento poblacional de la capital (que se mantiene en poco más de 700.000 habitantes desde 1991).

En la actualidad, los problemas de movilidad en las conexiones viarias del Aljarafe con Sevilla son acuciantes, especialmente en los puentes sobre el Guadalquivir a través de los que se accede desde la zona sur de la comarca aljarafeña (que agrupa a algunos de los municipios más poblados como Mairena del Aljarafe, Tomares o San Juan de Aznalfarache) a Sevilla.

Dado que la dinámica demográfica de la zona en estudio sigue en franca progresión, la conexión por medio de la Línea 1 interurbana del Metro de Sevilla de Mairena del Aljarafe y San Juan de Aznalfarache con la capital andaluza se configura como uno de los ejes fundamentales sobre los que se ha de articular la movilidad sostenible en la corona metropolitana. Cuando se inaugure la Línea 1, el recorrido medio desde dicha corona metropolitana a Sevilla en metro tendrá una duración de 12 minutos, con una frecuencia de trenes en hora punta de 4 minutos y una capacidad inicial de transporte de 14 millones de viajeros anuales para toda la línea.

### 1.2 Alternativas barajadas para el trazado del cruce sobre el Río.

En el Proyecto de Trazado inicial de la Línea 1, se contemplaba la adecuación del conocido como "Puente de Hierro" de San Juan de Aznalfarache para su utilización por la nueva infraestructura. El mencionado puente fue construido entre 1929 y 1933 por la Junta de Obras del Puerto de Sevilla y Ría del Guadalquivir, y consta de un viaducto de hormigón armado de 270 m de longitud en la margen derecha (lado San Juan), un puente metálico en celosía con tablero inferior sobre el cauce del Río, con 4 vanos de 30 + 30.4 + 60.8 + 60.4 m de luz (siendo el segundo vano basculante para permitir el paso de embarcaciones) y otro viaducto de hormigón armado de 540 m en la margen izquierda (lado Sevilla).

Finalmente, tras un estudio del estado actual de la estructura descrita, se optó por acometer la ejecución de un paso de nueva planta, debido al deficiente estado de conservación del puente, y a las importantes restricciones geométricas y funcionales que imponía al trazado de la línea.

La realización de un paso de nueva planta ha posibilitado que se acometa la rehabilitación y refuerzo del "Puente de Hierro" para su utilización como plataforma reservada para el autobús y vehículos de alta ocupación. En la actualidad está en fase de licitación el proyecto para acometer las citadas actuaciones en los viaductos de acceso de hormigón armado, con un presupuesto de casi 6 millones de euros.



*Fig. 1 Fotografía en la que se observan las primeras pilas construidas, junto al "Puente de Hierro" de San Juan y los demás puentes ubicados aguas arriba del Río.*

Con todo, el trazado definitivo de la Línea 1 en la zona discurre a través de un conjunto de 3 estructuras, a saber:

- Estructura E-7: Consta de 5 vanos de luces  $2 \times 31 + 2 \times 37 + 35$  m, realizados con tableros de vigas prefabricadas de hormigón armado y postesado, de sección transversal tipo artesa, con una anchura total de

8.8 m en los 3 primeros vanos y de 16.5 m en los restantes. Cruza superiormente la red viaria de la zona (accesos a San Juan y al puente existente), y en sus 2 últimos vanos se ubica la Estación "Intercambiador 3" de la Línea.

- Estructura E-8: Consta de 5 vanos de luces  $70.25 + 3 \times 82.5 + 70.25$  m, materializados por medio de un tablero de estructura mixta con sección transversal bijnácena de acero y losa superior de hormigón armado, presentando también losa inferior de este material en la zona de pilas. Con ella se cruza el cauce del Guadalquivir (que discurre por el vano central y parte de los 2 vanos adyacentes), y es a la que nos referiremos con más detalle en los siguientes epígrafes.
- Estructura E-9: Consta de 13 vanos de luces  $11 \times 44 + 36 + 54$  m, con tablero de estructura mixta de sección transversal en cajón de acero y losa superior (e inferior en zona de pilas) de hormigón armado. Su anchura total es de 8.8 m, al igual que la de la Estructura E-8.

## 2. SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL Y EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Los principales condicionantes tomados en consideración a la hora de abordar el diseño del paso sobre el Río fueron los siguientes:

- El cauce del Río posee una anchura de unos 180 m y cota de lámina de agua variable, dado que está bajo la influencia de las mareas que desde la desembocadura ocasionan fuertes corrientes con fluctuaciones diarias de unos 2 m en el nivel del río entre pleamar y bajamar, con un calado medio de unos 10 m. El nivel freático en los márgenes del cauce se encuentra en la cota del nivel medio del Río (cota 0), y son esperables socavaciones del terreno natural de hasta 6 m de profundidad dentro del cauce y de hasta 4 m en los márgenes.
- La capacidad portante del terreno en el que se ubica la estructura es deficiente, siendo ineludible la ejecución de cimentaciones profundas que lleguen hasta el estrato de margas azules del Guadalquivir, situado como media unos 25 m por debajo de la cota de arranque de pilas.
- Las posibilidades de alteración del curso fluvial durante la construcción eran muy limitadas, habida cuenta el significativo caudal transportado, las importantes corrientes y la navegabilidad del mismo (que también obliga a respetar el gálibo vertical existente).

Dados los anteriores condicionantes, las premisas adoptadas en el diseño fueron las siguientes:

- Minimizar la afección al cauce del Río, disponiendo un vano central que posibilite disponer sólo 2 pilas en su interior, próximas a las orillas, y cuya ejecución no podía ser simultánea (a fin de conservar una determinada sección de desagüe y mantener la navegabilidad sin incrementar demasiado la intensidad de las corrientes de marea).
- Minimizar el peso de la superestructura, al objeto de reducir las cargas verticales y horizontales (sismo) sobre la subestructura (pilas y cimentaciones) y poder emplear medios auxiliares no extraordinarios durante la construcción.
- Restringir la duración del procedimiento constructivo para poder satisfacer los plazos previstos.
- Limitar la ocupación de espacio en las márgenes del cauce.

Por todo ello, se decidió la realización de un vano central de 82.5 m de luz, flanqueado por sendos vanos de la misma longitud y dos vanos extremos de compensación con luces un 15 % menores. Las dos pilas ubicadas en el interior del cauce podían así ser ejecutadas por medio de penínsulas artificiales realizadas por rellenos en avance desde cada orilla, si bien antes de abordar el relleno de la segunda de ellas, la primera había de ser retirada.

Se optó por un tablero mixto de sección transversal bijnácena de canto constante, que posee unos 300 kg de acero estructural por m<sup>2</sup> de estructura (peso muy inferior al de un tablero de hormigón apto para las luces y cargas aplicadas), cuya geometría lo hace susceptible de ser fragmentado en dovelas de hasta 32 m de longitud y que pueden ser transportadas con su ancho completo (5.3 m exterior).

El procedimiento de construcción seleccionado para el tablero fue el del empuje desde una orilla. El trazado de la vía, recto en planta y con una pendiente longitudinal muy escasa (-0.3 %), unido a la invariabilidad del canto del tablero y a

la limitación del peso del mismo, hacían que dicho proceso fuese el más indicado para el cruce del cauce. La limitada longitud de la estructura desaconsejaba el empuje desde las 2 orillas, que hubiese requerido duplicación de medios para el lanzamiento. El parque de empuje fue emplazado en la margen derecha (lado San Juan) del cauce, y sus dimensiones estaban limitadas por el viaducto de acceso al “Puente de Hierro”, cuyo servicio se mantuvo durante la construcción. La ocupación de espacio en los márgenes del cauce se restringió a una estrecha franja de anchura no muy superior a la de la sombra de la estructura, y se conservaron en uso los caminos de servicio paralelos al cauce fluvial en ambas márgenes.

### 3. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

La estructura E-8 queda por lo tanto definida como un puente continuo de 5 vanos con luces de  $70.25+3 \times 82.5+70.25$  m entre ejes de pilas, siendo la luz de cálculo de los vanos laterales de 69.70 m, dado que las pilas extremas soportan también las estructuras E-7 y E-9.

Las condiciones geotécnicas del terreno están caracterizadas por los materiales del valle del río Guadalquivir, formados por depósitos aluviales sobre las margas azules de la depresión del mismo río. El perfil del terreno está constituido por diferentes estratos, que de techo a suelo pueden caracterizarse como: rellenos y tierra vegetal, arcillas, limos y arenas, gravas y margas azules. El techo de las gravas se sitúa a una profundidad de unos 12 m en las márgenes y 6 m en el lecho del río, mientras que las margas aparecen a unos 24 y 14 m de profundidad, respectivamente.

La cimentación de las pilas se ha resuelto mediante pilotes de gran diámetro e importante longitud. En cuanto al primero, se emplean pilotes de 1.67 y 1.87 m de diámetro efectivo (1.80 y 2.00 m de diámetro nominal), y longitudes de entre 21 y 30 m bajo cara inferior del encepado.

Las pilas son de altura moderada, por lo que como configuración longitudinal para hacer frente a las fuerzas de frenado, viento y sismo se ha optado por vincular el tablero en las centrales, dejándolo deslizante en las dos pilas laterales de cada lado. Lógicamente, en sentido transversal se dispone coacción rígida en todas las pilas. Los apoyos proyectados son de tipo neopreno confinado (POT), con cargas verticales de 4000 kN en los apoyos extremos y hasta 13000 kN en los intermedios.

El tablero, como ya se ha comentado, se proyecta en estructura mixta formada por dos vigas metálicas longitudinales de 3.30 m de canto separadas 4.40 m entre ejes, y losa superior de 8.80 m de ancho y 30 cm de espesor máximo. En las zonas de flexión máxima negativa se cierra el espacio entre vigas con una losa de compresión de 40 cm de espesor.

La solución adoptada es clásica en un puente mixto en tipología bijácena, con las adaptaciones necesarias para el empuje. Cada viga de 3.30 m de canto consta de platabandas superiores de 700 y 800 mm de ancho, con espesores variables entre un mínimo de 25 mm y un máximo de 90 mm. La platabanda inferior es sin embargo de ancho constante, de 900 mm, con espesores de chapa de entre 30 y 90 mm. En ambos casos, por problemas de suministro de chapas se empleó un espesor máximo de 80 mm, sustituyendo las platabandas mayores por dos chapas yuxtapuestas. Las almas se han diseñado de espesor constante en cada sección, con valores variables entre un mínimo de 15 mm y un máximo de 20 mm. Todo el acero principal se ha proyectado como autopatinable (S355 J2G2W), habiendo considerado las correspondientes mermas de espesor a largo plazo.

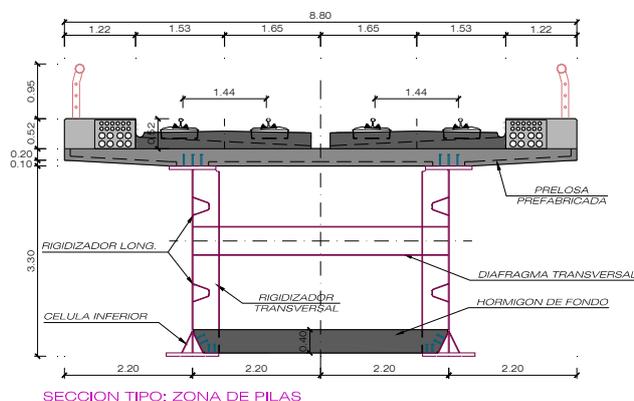


Fig. 2 Sección transversal tipo de la estructura sobre el Río.

Las almas se han rigidizado longitudinalmente mediante elementos tipo bulbo, con cantos de 240 y 280 mm y espesores de chapa de 8 y 10 mm. Su posición se ha definido para compatibilizar las necesidades de abolladura en servicio con las exigencias del proceso constructivo que luego se comentan.

Los rigidizadores transversales se han dispuesto coincidiendo siempre con los diafragmas de arriostramiento espaciados entre 4 y 4.30 m según las zonas. Además del carácter rigidizador frente a la abolladura del alma de las vigas, los diafragmas tienen la misión de coartar el pandeo lateral de las mismas, tanto en fases de construcción como en la situación final de servicio. Como se observa en la figura 2, se ha optado por elementos aperticados formados por el rigidizador transversal del alma y un

travesaño de vinculación de 50 cm de canto, buscando la máxima sencillez constructiva.

Dentro de las adaptaciones de la sección al proceso constructivo, se dispusieron células triangulares inferiores, necesarias para limitar la flexión transversal del ala inferior durante las fases de empuje. Así mismo, estas células contribuyen de manera eficaz a la seguridad frente a la abolladura del alma durante el empuje tanto por el trabajo longitudinal como por las reacciones verticales que debe resistir en zonas no rigidizadas ("patch loading").

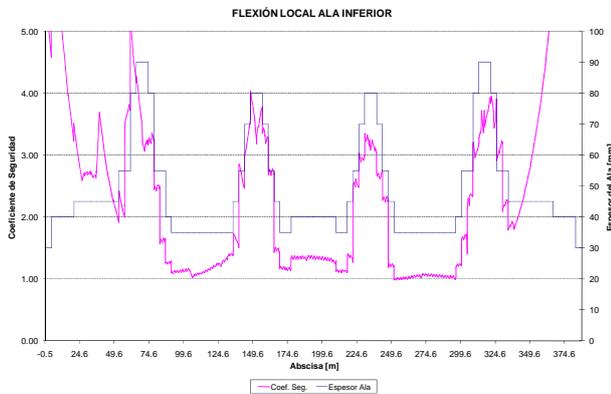


Fig. 3 Estudio de la flexión local del ala durante el empuje

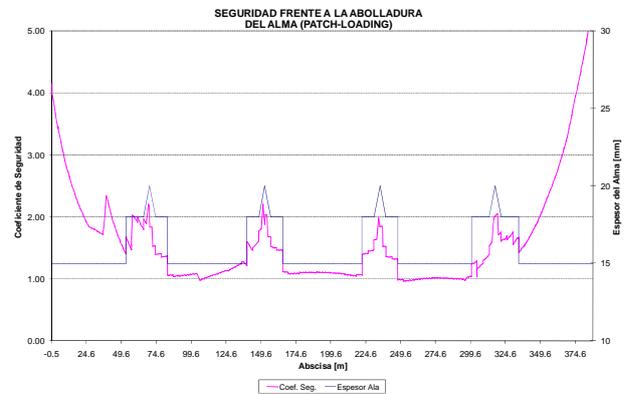


Fig. 4 Estudio de "patch loading" durante el empuje.

También imprescindible para la construcción es la celosía horizontal de viento, formada por angulares empresillados de 80 y 100 mm de canto. El objeto principal de esta celosía es recibir las fuerzas de viento transversal mientras no esté activa la losa superior, esto es, durante todo el empuje. Adicionalmente, colabora en la resistencia frente al pandeo lateral de las vigas.

Otro elemento singular que se muestra en la figura 5 es la "pieza Delta" de empuje, pudiendo apreciarse también los apoyos provisionales y las guideras laterales. El diseño general de los diafragmas transversales es muy eficaz para las fases de servicio, pero durante la construcción se debe hacer frente a importantes fuerzas de viento si se atiende adecuadamente a los preceptos de las vigentes instrucciones de acciones. Las cargas de viento transversal se resisten por las vigas principales y la triangulación horizontal, pero para su descenso a los apoyos es necesario hacer trabajar a flexión a los marcos transversales. Dadas las importantes dimensiones del puente, con ménsula máxima de 82.50 m de luz y vanos de idéntica longitud, las fuerzas de viento no son despreciables para una periodo de construcción del tablero próximo a los seis meses.

Para los diafragmas de apoyo en pilas se ha optado por una configuración cerrada, mediante alma de 15 y 20 mm de espesor, disponiendo los apoyos definitivos bajo la vertical de cada alma, y previendo los correspondientes rigidizadores para la posible sustitución futura de aquellos.



Fig. 5 Pieza delta para arriostramiento en apoyos frente a viento transversal durante el proceso de lanzamiento.



Fig. 6 Diafragma de pila extrema.

La estructura del tablero se completa con las losas de hormigón ya mencionadas, tanto en la parte inferior en secciones de máxima flexión negativa, como en la superior a todo lo largo del tablero. Las losas de fondo de 40 cm de espesor se han hormigonado en el parque de empuje, resolviéndose la losa superior con prelosas prefabricadas con nervios en celosías.



*Fig. 7 Losa de Fondo*



*Fig. 8 Prelosas prefabricadas*

#### 4. CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA.

##### 4.1 Ejecución de los pilotes.

La cimentación del conjunto de estructuras se resolvió mediante pilotes ejecutados "in situ" de diámetros entre 1500 y 2000 mm. La perforación de los mismos se realizó en general con lodos bentoníticos y un emboquille recuperable en los metros iniciales, más alterados. Un caso excepcional fueron los pilotes de las pilas que estaban dentro del propio cauce (pilas 8 y 9). Estos pilotes se ejecutaron, desde una península dentro del cauce, utilizando entubación recuperable y lodos, para luego dejar por dentro una camisa de chapa perdida en parte de su longitud, habida cuenta las importantes corrientes del Río.



*Fig. 9 Camisa perdida con armadura colocada interiormente*



*Fig. 10 Pilotera perforando*

Se comenzó a ejecutar los pilotes en julio de 2006 y se acabó en noviembre del mismo año, consiguiendo unos rendimientos medios de 4 pilotes/semana con longitudes comprendidas entre 25 y 45 m.

##### 4.2 Penínsulas, tablestacas y encepado.

Para realizar las pilas dentro del cauce del Guadalquivir se construyeron unas penínsulas, desde las cuales se ejecutaron los pilotes, el recinto de tablestacas, el encepado y las pilas y dinteles. El proceso fue el siguiente:

- Aporte de tierras y escollera, de protección de taludes, para la realización de la mota dentro del cauce desde la cual ejecutar los pilotes.

- Perforación y hormigonado de pilotes con ayuda de entubación recuperable y lodos, además de dejar una camisa de chapa perdida. Esta se colocaba con la armadura enhebrada y soldada previamente en la plataforma de trabajo (Figura 9).
- Ejecución de recinto de tablestacas, con perfiles AZ-26 y longitud de 17 m hasta apoyar en las gravas, de dimensiones 12 m x 10,5 m dejando 1 m alrededor del encepado para poder encofrarlo. Se hincaron las tablestacas, después se colocó un marco para arriostrarlas y luego se excavó hasta la cota inferior del encepado, consiguiendo un rendimiento de 80 m<sup>2</sup>/día de tablestacas hincadas.
- Saneamiento de pilotes y ferrallado, encofrado y hormigonado del encepado al amparo del recinto de tablestacas.
- Realización de las pilas y dinteles.
- Colocación de los elementos de empuje.

#### 4.3 Pilas, dinteles y elementos de empuje.

Las pilas se ejecutaron con encofrados metálicos trepados, estaban aligeradas interiormente y dotadas de empalmes mecánicos con transición entre diámetros de armadura de 40 a 32. Parte de los dinteles se construyeron trepados en altura y prácticamente todos los de la estructura E-9 (12 pilas), se prefabricaron junto a la pila, para una vez acabada esta colocarlos con grúa (peso de 75 t).



Fig. 11 Esperas con empalme mecánico 40-32



Fig. 12 Instalación de apoyos y guías en pilas.

En los dinteles de la estructura E-8, hubo que conjugar la ubicación de los elementos de empuje con la de los apoyos definitivos. Debido al espacio, los apoyos definitivos se colocaron ripados hacia el interior de la pila respecto a su posición definitiva, ya que esta la ocupaban los apoyos provisionales o balancines (permiten giro en sentido longitudinal). Estos balancines estaban atornillados a una placa base metálica embebida en el hormigón del dintel, y al finalizar el empuje estos se retiran por la parte exterior y se ripa de la situación provisional a la definitiva el conjunto apoyo POT más peana y cuña superior, que se atornilla a la misma placa base a la que estaban atornillados los balancines. Los dinteles estaban provistos a ambos lados, de unas guías laterales para corregir la posible desviación en planta de la estructura durante su lanzamiento, preparadas para soportar 90 t de carga horizontal, y con una capacidad de regulación de  $\pm 10$  cm en dirección transversal.

La platabanda inferior de la estructura deslizaba por 3 almohadillas de neopreno-teflón, instaladas sobre cada uno de los dos balancines de cada pila, para asegurar un deslizamiento de la estructura sobre ellos con un rozamiento en todo caso menor al 10%.

#### 4.4 Terraplén de empuje.

Para poder lanzar la estructura E-8, se hubo de ejecutar un terraplén de empuje, que su vez estaba sobre el terraplén necesario para el parking y estación que se ha de construir en ese lugar. Como todo este conjunto estaba cimentado sobre un terreno natural con una capacidad portante muy baja y con un asentamiento esperado de 1 m (para los 6 m de altura de los que constaba), se tomaron las siguientes medidas:

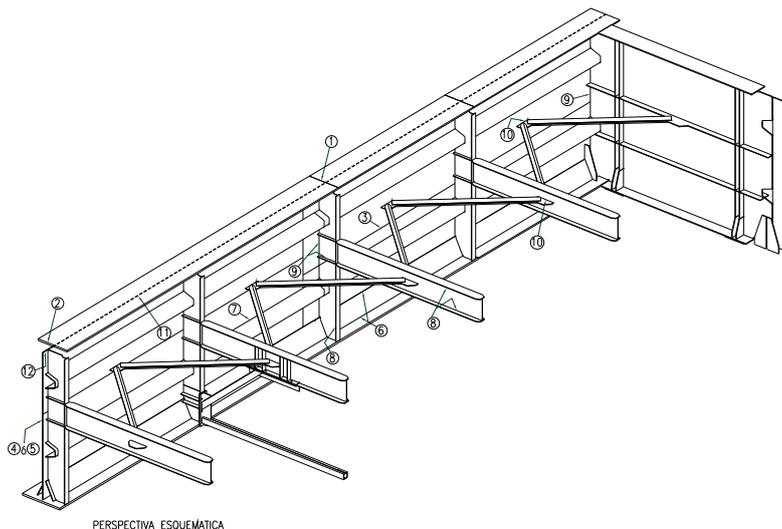
- Tratar la zona de cimentación del terraplén de empuje con mechas drenantes para acelerar su asentamiento.
- Cimentar el carril de rodadura, sobre el cual deslizaba la parte trasera de la estructura, mediante pilotes prefabricados de sección 0,4 x 0,4 m y longitud 26 m para evitar asentamientos diferenciales durante el empuje.

- Guiar la parte trasera de la estructura por un carril de rodadura con UIC-54 y fijaciones regulables en altura para poder absorber pequeños movimientos verticales.

## 5. CONSTRUCCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA.

Tal y como ya se ha mencionado con anterioridad, la parte metálica del tablero mixto de la estructura fue fabricada en dovelas de longitud variable (entre 20.3 y 32.5 m), que se transportaron a obra con su ancho completo, de modo que todos los marcos, diafragmas y demás arriostramientos entre las 2 vigas principales de la sección transversal fueron completados en las instalaciones del taller metálico de TECADE GROUP en Utrera. En obra sólo tuvieron que completarse los topes entre dovelas sucesivas (almas, platabandas, casquillos de los rigidizadores longitudinales tipo omega y casquillos de las células inferiores).

En la fabricación en taller, se emplearon máquinas de corte de plasma para las chapas de espesores hasta 40 mm, con cabezal de giro infinito que permitía la realización simultánea del achaflanado de bordes, y que era accionado a través de un sistema de control numérico. Las chapas de espesores superiores se cortaron en una mesa de oxicorte de 3 sopletes, también guiados por un sistema de control numérico. El armado de las vigas principales se realizó en columnas de soldadura automática por arco sumergido, con aporte de hilo simultáneo a ambos lados del alma. Una vez armadas las 2 vigas principales de cada dovela, se procedía a la disposición de los elementos de rigidización en cada una de ellas, pasando posteriormente a su ubicación en camas de montaje para completar el arriostramiento transversal entre ambas. Completadas las operaciones de soldadura, se aplicaba un chorreo hasta grado Sa2 exterior e interior de la dovela, al objeto de garantizar que la pátina protectora característica del acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica se fuese formando de manera uniforme en toda la superficie. Como último paso antes del transporte al tajo de la dovela, se realizaba el montaje en blanco de la misma con la siguiente.



*Fig. 13 Disposición general de la estructura metálica (oficina técnica de TECADE GROUP).*

Las 4 primeras dovelas (de las 15 de las que consta en total el tablero) fueron soldadas 2 a 2 en el tajo y dispuestas en posición de empuje mediante izado con grúas. Las dovelas siguientes se disponían en el parque de empuje, se unían a la precedente, y se lanzaban en una distancia igual a su longitud, dejando libre el parque de empuje para la dovela siguiente.

En el diseño del procedimiento de empuje se barajaron diferentes alternativas, tanto para las fases en las que éste se dividía como para los elementos a emplear en el mismo. El primer dato relevante a tomar en consideración es sin duda la disposición de luces, con los tres vanos centrales de 82.50 m de luz, debiendo resolverse una impresionante ménsula antes del apoyo en cada pila central. Otro condicionante importante es la decisión de lanzar la estructura con el hormigón de fondo de la zona de negativos ejecutado, y con las prelasas y toda la armadura pasiva del tablero ya instalada en las zonas por detrás de la ménsula máxima. Esta decisión simplifica notablemente la ejecución posterior, resolviendo de manera sencilla la construcción de los tramos sobre el río, que de otra forma requeriría de medios auxiliares especiales. A título orientativo, el peso de la estructura metálica es del orden de 2.70 t/m, el del hormigón de fondo de 4.22 t/m y el de las prelasas más armadura pasiva de unos 2.55 t/m.

La decisión de empujar con el hormigón de fondo supone hacer frente a unos incrementos de carga importantes, actuando incluso en la ménsula máxima. En lo tocante a la colocación previa de las prelosas, su efecto es prácticamente el de duplicar la carga de empuje en las zonas por detrás de la ménsula mayor, afectando muy significativamente a la verificación de la seguridad del alma frente a la abolladura ("patch loading"). En términos numéricos, la figura 4 resulta muy ilustrativa del efecto, a primera vista se observa como no existe un condicionamiento claro de la zona de ménsula de empuje (lado derecho del diagrama) estando toda la cola en una situación muy similar en términos de seguridad y espesores de alma. Ello resulta del sistema de compensación en punta que luego se comenta, y de la importante carga vertical de la cola de empuje originada por las prelosas y la armadura pasiva.

Una vez evaluados los anteriores condicionantes, se optó por realizar el lanzamiento con una torre de atirantamiento provisional de 20 m de altura, articulada en su base, y a cuya coronación se anclaban 4 tirantes formados por 19 cordones de 0,6" cada uno, que poseían anclajes pasivos en el frente de empuje y activos en la parte trasera, de modo que la regulación de su tensión se realizaba actuando únicamente sobre estos últimos. Se prefirió este sistema a la alternativa de disponer en el frente una nariz con gatos verticales de gran carrera para recuperación de flecha, debido fundamentalmente a que permite una regulación inmediata de flechas y esfuerzos en todo momento, y reduce la flexibilidad vertical de la ménsula.



Fig. 14 Disposición general del empuje



Fig. 15 Vista de la ménsula entre la pila 8 y la pila 9, sobre el cauce del río.

Se estimó un peso máximo a movilizar de unas 2250 t (en la última fase), con reacciones verticales máximas en apoyos provisionales de 350 t/apoyo. Con estos datos, se fijaron unas dimensiones mínimas para los balancines (por efecto del "patch-loading"), y se estableció un límite del 10% para los rozamientos. Por ello, se recurrió al empleo de almohadillas de neopreno-teflón en lugar de emplear materiales como el APM, que tiene menor desgaste pero ocasiona rozamientos más elevados. Así mismo, se decidió utilizar un sistema de tiro conformado por 4 tirantes de 4 cables de 0,6" cada uno, accionados por medio de 4 gatos adosados a una estructura auxiliar que se dispuso en la cola del tablero empujado (percha de empuje). Se desechó el tiro con barras en lugar de cordones para evitar demoras por las operaciones de empalme de barras, y debido a que en la última fase de empuje se exigían ángulos de tiro sólo asumibles por los flexibles cordones. La disposición de la percha en lugar de los típicos sistemas de "lapa" o "mordaza" se debió a la disponibilidad del elemento, y a que éste posibilitaba la ubicación de los gatos de tiro en la cola del empuje en lugar de en la pila-estribo, lo que facilitaba su manipulación y montaje.

## 6. CONTROL DE LA CALIDAD DE LA EJECUCIÓN.

Se llevaron a cabo exhaustivos controles de calidad en todas las unidades de obra ejecutadas, destacando los ensayos sínicos y de punta en los pilotes, los diferentes ensayos no destructivos realizados a las soldaduras de la estructura metálica (100% de soldaduras en obra ensayadas) o los controles dimensionales y topográficos practicados para el acople de dovelas en obra.

Mención aparte merece el control de calidad desarrollado para el procedimiento de empuje. Se realizó un control total de reacciones verticales en apoyos, con medidas antes y después de cada fase de empuje en cada una de las pilas, para lo que se dispusieron gatos hidráulicos en todas ellas, con calzos cuyas dimensiones se ajustaban a los requerimientos del estudio de "patch loading". Así, se determinó un sobrepeso en torno al 3.5% del previsto en proyecto (debido fundamentalmente a la disposición de elementos auxiliares para el empuje), y los valores de las reacciones

reales superiores a 50 t no difirieron en más del 7% con respecto a los valores de proyecto. También se controló la tensión en el sistema de atirantamiento antes y después de cada empuje, así como antes de cada fase intermedia de tesado.

Los rozamientos generados durante el lanzamiento se controlaban en tiempo real por la presión suministrada a los gatos de empuje. Los valores alcanzados fueron muy bajos, con picos máximos del 6% y medios en torno al 3,5%, con lo que no fue necesaria la sustitución de ninguna de las láminas de neopreno-teflón dispuestas en los balancines. Los rendimientos de empuje alcanzados llegaron a los 12 m/h.

Para el control topográfico del empuje, se dispuso de un sistema de control dinámico informatizado, que permitía conocer prácticamente en tiempo real las coordenadas de determinados puntos de control, así como su comparación con las coordenadas teóricas, emitiendo en su caso, de manera automática, alarmas instantáneas si se superaban las tolerancias prefijadas. El sistema constaba de un total de 10 prismas activos conectados a estaciones totales que remitían sus lecturas a un equipo informático ubicado a pie de tajo, que procesaba la información por medio de un software específico. Adicionalmente, se tomaron 4 medidas diarias de la posición del frente y la temperatura entre fases de empuje, que permitieron determinar las deformaciones de la estructura por efectos térmicos, registrándose variaciones diarias de hasta 120 mm en flecha y 50 mm en planta para las fases de mayor voladizo.

El plazo total previsto para ejecutar el conjunto de estructuras que forman el paso del Guadalquivir es de 20 meses. Las labores de ejecución de la cimentación comenzaron en julio de 2006, por lo que la finalización se prevé en marzo de 2008. En la actualidad, se ha finalizado el proceso de empuje de la estructura E-8, ejecutado en 4 meses. Se ha completado (como media) una fase de empuje cada semana y media, mientras que la fabricación de cada dovela en taller ha tenido un rendimiento medio de 4 semana por dovela. Hay que tener muy en cuenta que la estructura se lanzaba con las prelosas y la ferralla de la losa ya colocadas, lo que aunque penalizaba el dimensionamiento de la estructura y los medios de empuje, suponía una considerable reducción de plazo de ejecución.

También se ha de destacar que se ha ejecutado el conjunto de las 23 pilas y los dos estribos de la totalidad del paso en un tiempo de 10 meses, teniendo especial relevancia las dos pilas del interior del cauce, con la ejecución de penínsulas alternas, empleándose 30 días para la ejecución completa de cada pila.

## 7. FICHA GENERAL DE LA OBRA.

Presupuesto	19,5 Millones de euros
Promotor	Junta de Andalucía- Ferrocarriles de la Junta de Andalucía
Empresa Concesionaria	METRO DE SEVILLA
Empresa Constructora	U.T.E METRO DE SEVILLA (DRAGADOS, SACYR, GEA 21)
Proyecto	ALEPH (Jose Manuel Gonzalez Barcina)
Asistencia Técnica	ACL Estructuras (Manuel Escamilla)
Jefe de Obra	Víctor M. Jiménez Aguadero
Comienzo	Julio de 2006
Final previsto	Marzo de 2008

### PRINCIPALES MEDICIONES

Estructura de hormigón con sección de doble artesa de canto 1,60 m	171	m
Estructura mixta con sección metálica Bijacena de 3,30 m de canto	388	m
Estructura mixta con sección metálica Bijacena de 1,50 m de canto	574	m
Acero estructural tipo S355 J2G2W	1,850	t
Pernos conectadores tipo "Nelson"	35,000	uds
Prelosas prefabricadas semiresistentes	8,640	m2
Pilote Ejecutado "in situ" de diámetro 1500 mm	2,000	m
Pilote Ejecutado "in situ" de diámetro 1800 mm	280	m
Pilote Ejecutado "in situ" de diámetro 2000 mm	790	m
Hormigón HA-30 en pilotes	8,650	m3
Hormigón HA-30 en losa de tablero	5,750	m3
Hormigón HA-40 en losa de fondo	500	m3
Acero B500s en pilotes	525,000	Kg
Acero B500s en armaduras	1,052,000	Kg