

Puente internacional sobre el río Guadiana⁽¹⁾

Proceso constructivo

ANTONIO TABERA GARCIA (*)

RESUMEN. Se inicia este trabajo con una presentación general del puente para continuar con la descripción detallada de los procedimientos y métodos utilizados en la construcción de los diferentes elementos y fases que comprende la obra. Se incluyen algunas referencias sobre las incidencias y dificultades que se han presentado durante la construcción, así como sobre la instrumentación y autocontrol.

INTERNATIONAL BRIDGE OVER THE GUADIANA RIVER

ABSTRACT. A general introduction of the bridge is followed by detail descriptions of the procedures and methods used in the construction of different elements and assemblage phases. Mention of the particular difficulties encountered during construction has been included, as well as, information on the instrumentation used and on the construction autocontrol performed.

Palabras clave: Puente; Tirantes; Método de construcción; Cimentación; Auscultación.

DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente forma parte de la nueva vía de comunicación por carretera que enlaza España y Portugal en la proximidad de las localidades española de Ayamonte (Huelva) y portuguesa de Castro Marim (Algarve).

El emplazamiento del puente se encuentra a unos dos kilómetros de la desembocadura del río Guadiana, estando afectado por mareas de más de tres metros entre pleamar y bajamar máximas. En el punto de cruce el río tiene un ancho de más de 400 metros y un caudal de unos 10 metros.

La longitud total del puente es de 666 metros entre estribos, dividido en cinco vanos continuos, correspondiendo los tres centrales a la zona de tablero suspendido mediante tirantes. El vano central tiene 324 metros de luz, los dos vanos de compensación son de 135 metros y los vanos de acceso tienen 36 metros cada uno.

La altura del tablero sobre el nivel del agua respeta un galibo de navegación de 20 metros en el vano central y de 17 metros en el vano de compensación del lado español.

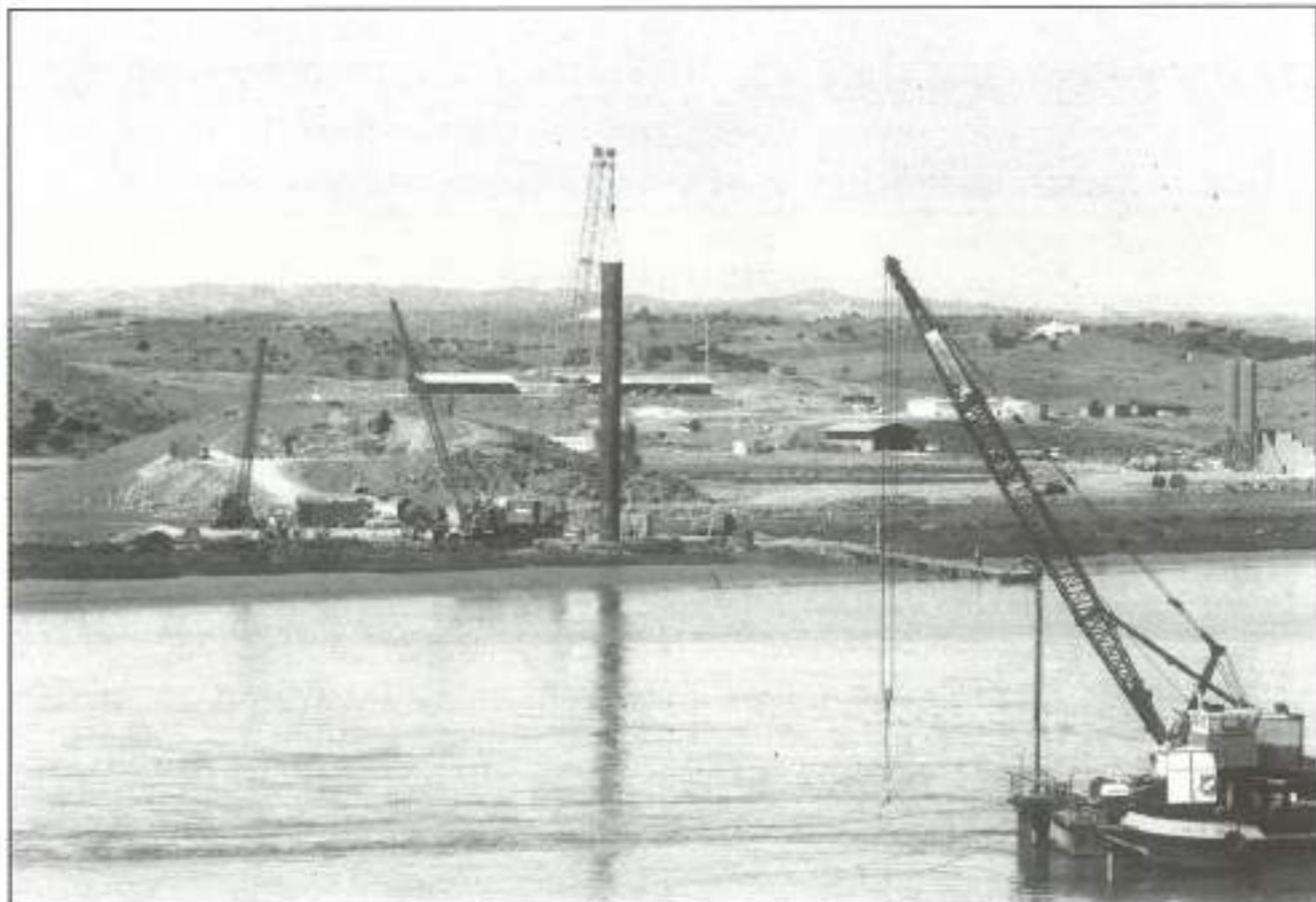
Las dos pilas principales, de alzado en A y con casi 100 metros de altura, tienen una apertura en el arranque de patas de 30 metros entre ejes; a 18 metros de altura disponen de una viga travesa para apoyo del tablero; las secciones son huecas e interiormente visitables en toda su altura. En la parte superior, zona de fuste único, están anclados los tiran-



Puente en servicio.

(1) Presentada en la sesión del 16 de diciembre de 1993 dedicada a Huarte, S. A., dentro del ciclo «Jornadas sobre obras de interés geotécnico ejecutadas por los constructores españoles» organizado por la SEMSC.

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director del Departamento Oficina Técnica de Huarte, S. A.



Vibrocompactación del lecho del río e hincado de camisas de pilotes en la pila P-3.

tes que soportan el tablero. La pila principal del lado de España se encuentra dentro del cauce del río, mientras que su simétrica del lado portugués y las dos pilas menores están sobre tierra firme.

El tablero, de 18 metros de ancho, tiene 4 carriles de circulación y aceras laterales de servicio, que alojan los anclajes de los tirantes. La sección transversal es un cajón de 2,50 metros de canto. En los vanos atirantados el cajón está rigidizado interiormente por planos transversales triangulados con diagonales, cada 4,50 metros.

Los tres vanos centrales del tablero están suspendidos de las pilas por 64 pares de tirantes, compuestos por un número variable de cordones de pretensado de 0,6" (entre 22 y 55 cordones por tirante). Los cordones son autoprotégidos, de acero galvanizado e individualmente revestidos de cera petrolera y de una vaina de polietileno de alta densidad.

DESARROLLO CRONOLOGICO DE LA OBRA

Después de un dilatado periodo, iniciado el año 1963, durante el cual se desarrollaron los estudios de viabilidad, los acuerdos administrativos y técnicos entre las Administraciones de España y Portugal, la definición de las características técnicas y el concurso y elaboración del proyecto (ingeniero autor del proyecto J. L. Cândia Martins), fue en junio de 1986 cuando se anunció el Concurso Público Internacional para la ejecución de la obra.

Las obras fueron adjudicadas en marzo de 1987 a la agrupación de empresas Teixeira Duarte, Huarte y HASA.

Los trabajos se iniciaron a finales de 1987 con la ejecución de los caminos de acceso, de varios kilómetros de longi-



Excavación de pilotes en la pila P-3.

tud y las instalaciones de obra. Fue un invierno extraordinariamente lluvioso y con fuertes riadas que dificultaron la realización de los trabajos.

En febrero de 1988 se pudo iniciar la excavación de los pilotes de la pila principal del lado portugués y los primeros trabajos de vibrocompactación del lecho del río en el área de influencia de la isla artificial que debía albergar la pila principal del lado español.

Una vez concluida la dilatada fase de construcción de las cimentaciones y pilas, el tablero se inició a finales de junio de 1990 y se hormigonó la última dovela el 17 de julio de 1991.

La inauguración oficial del puente tuvo lugar el 2 de septiembre de 1991.

CIMENTACIONES

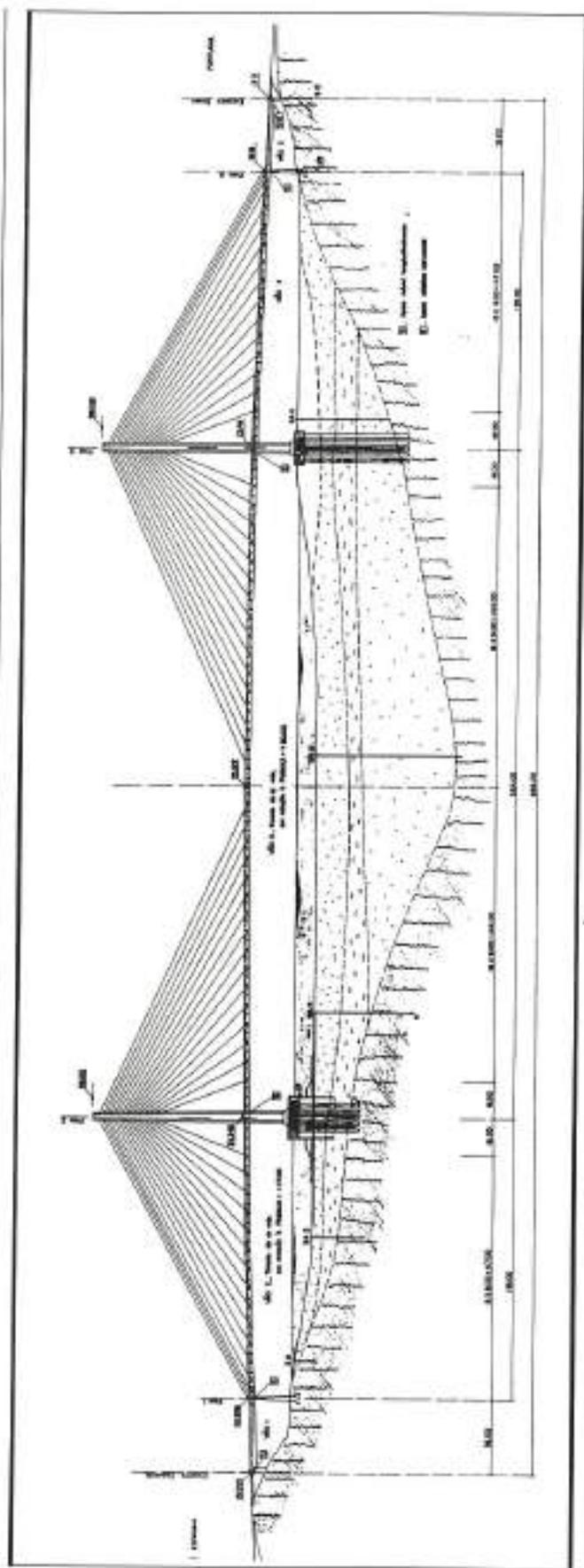
La sección transversal del cauce del río, según el eje longitudinal del puente, fue intensamente investigada, durante la fase del proyecto, en particular en los emplazamientos de las pilas principales.

De aquella investigación se dedujo la existencia de un paleocauce excavado en formaciones del carbonífero, constituidas por esquistos y grauvacas interestratificados y con un cierto grado de alteración en las primeras capas del estrato, pero que rápidamente evolucionan hacia materiales rocosos con un elevado índice de recuperación e importante capacidad de carga. La cota donde se encuentra este estrato es aproximadamente la -27 en la pila del lado español (P-2) y la -55 en la pila portuguesa (P-3). Sobre este estrato rocoso reposan los materiales aluvionarios (véase perfiles representativos).

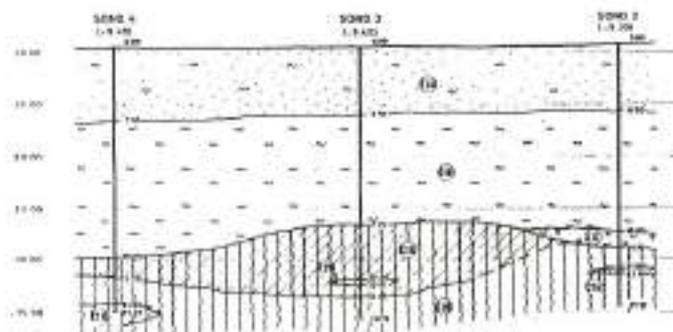
Los estribos y las dos pilas pequeñas (P-1 y P-4) están cimentados directamente mediante zapatas. Sólo en la cimentación de P-1 se presentaron ciertas dificultades de ejecución. Aunque la pila está fuera del cauce del río, su proximidad a la orilla y su profundidad hacían que la zapata estuviera sumergida: se intentó cortar la entrada de agua con una pantalla impermeable, mediante una zanja rellena de arcilla, pero la solución no fue suficientemente satisfactoria para cortar las vías de agua que afloraban por las discontinuidades de la roca. Finalmente, una lámina de hormigón



Descabezado de pilotes en uno de los macizos de cimentación de P-3.



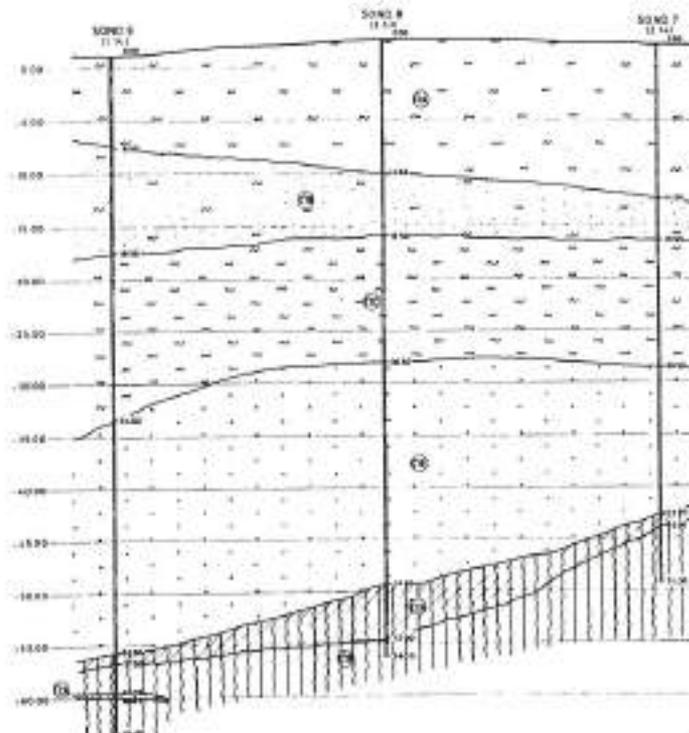
PILAR 2



LEGENDA

- FORMACIONES ALUVIONARIAS**
- C1A ARENAS FINAS A MEDIAS, LIGERAS POR VEZES COM COQUELAS E INTERCALAÇÕES DE LODO, DE COMPOSIÇÃO GRANULOSA DE GRANDE Nº DE UNIDADES EM REDEA ENTRE 1.5 E 3.0 METROS
 - C1B LODO CINZENTO ESCURO COM COQUELAS E COM ALGUMAS INTERCALAÇÕES ARENOSAS, RELEIO A DURAR DE 4.5 METROS
 - C1C FERRUGEM EM LAMINA CONCORRENTE
- FORMACIONES XISTO GRANULOSAS**
- C2A FORMAÇÕES GRANULOSAS COM FASCIOS DE FOLHAS, MUITO ALTERADAS E MEDIANAMENTE ALTURAS (NT 2) POR VEZES COM FASCIOS RECORDES (NT-2)
 - C2B SEMPRENAMENTE ALTURAS E FOLHAS ALTURAS (NT 2)

PILAR 3



LEGENDA

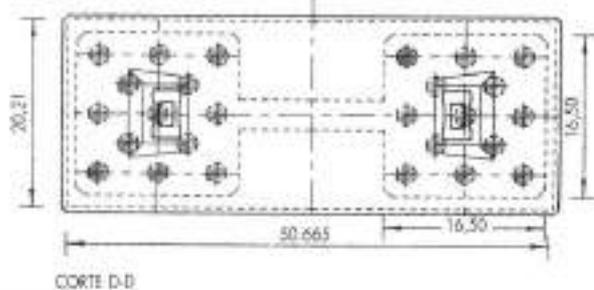
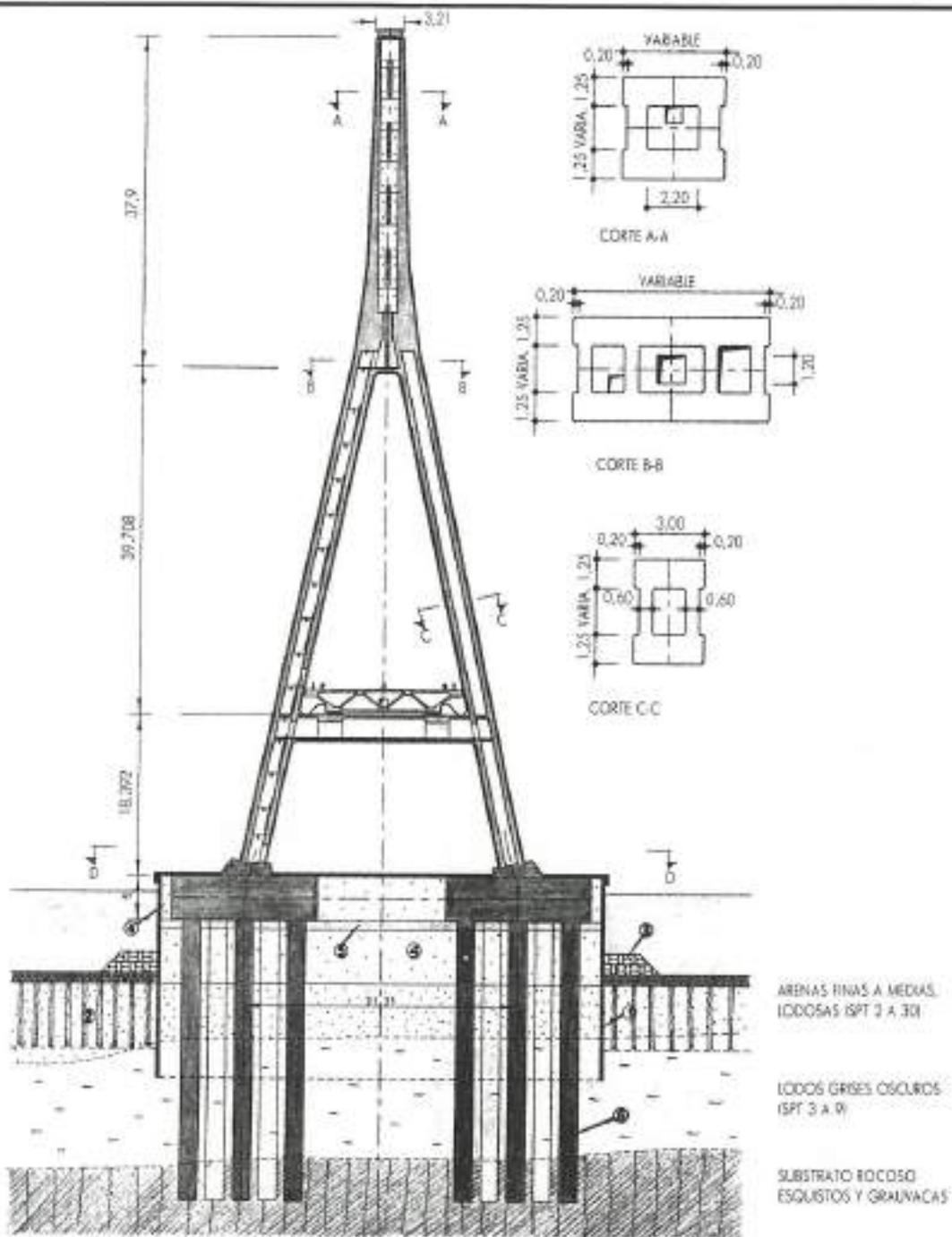
- FORMACIONES ALUVIONARIAS**
- C1A LODO CINZENTO ESCURO POR VEZES NA BASE E ARENOSAS RELEIO A MUITO MUITO EM REDEA DE 3.0 M
 - C1B ARENAS FINAS A MEDIAS POR VEZES E RIMBROSAS, SEM INTERCALAÇÕES DE LODO, DE COMPOSIÇÃO GRANULOSA DE GRANDE Nº DE UNIDADES EM REDEA ENTRE 1.5 E 3.0 METROS
 - C1C LODO CINZENTO ESCURO SEM COQUELAS E COM ALGUMAS INTERCALAÇÕES DE ARENAS FINAS A MEDIAS POR VEZES DE COMPOSIÇÃO GRANULOSA DE GRANDE Nº DE UNIDADES EM REDEA ENTRE 1.5 E 3.0 METROS
 - C1D ARENAS GRANULOSAS A VARIÁVEL, EM REDEA LIGERAS E COM INTERCALAÇÕES DE LODO NA BASE, POR VEZES COM COQUELAS E ARENAS FINAS A MEDIAS SUPERIORES DE COMPOSIÇÃO GRANULOSA DE GRANDE Nº DE UNIDADES EM REDEA ENTRE 1.5 E 3.0 METROS POR VEZES ORIENTADAS NA BASE COM CONJUGAÇÕES ANISOTROPAS E ARENAS FINAS A MEDIAS
- FORMACIONES XISTO GRANULOSAS**
- C2A FORMAÇÕES GRANULOSAS COM FASCIOS DE FOLHAS, MUITO ALTERADAS E MEDIANAMENTE ALTURAS (NT 2)
 - C2B SEMPRENAMENTE ALTURAS E FOLHAS ALTURAS (NT 2)

proyectado sobre las paredes de la excavación, armada con un mallazo y bulonada a la roca, permitió reducir el caudal de agua a volúmenes controlables mediante bombeo.

Las pilas principales (P-2 y P-3), de alzado en A, tienen dividida su cimentación en dos macizos independientes conectados por una viga riostra. Cada macizo apoya en 13 pilotes de diámetro 2.000 mm, excavados, con ayuda de camisa perdida de 12 mm de espesor, por Fondedile, S. A. En la pila P-3 los pilotes han alcanzado una profundidad de unos 60 metros para empotrarse convenientemente en el macizo

rocoso. Al hincarse las camisas se detectó que a profundidades entre 15 y 30 metros existían bolos sueltos y estratos duros que provocaban la abolladura de las camisas inutilizándolas, lo que obligó a reforzar los dos primeros metros con una camisa adicional de otros 12 mm.

Al alcanzar las entubaciones de excavación el macizo rocoso de cimentación, éste presentaba una superficie con fuerte buzamiento y muy diaclasada. La utilización del trépano para excavar el empotramiento del pilote en la roca provocaba la fracturación de ésta en una zona mucho más amplia



LEYENDA:

1. TABLSTAGAS
2. ZONA MEJORADA POR VIBROSUSTITUCION
3. ESCOJERA DE PROTECCION
4. RELLENO
5. LOSA DE HORMIGON
6. PILES Ø 2000

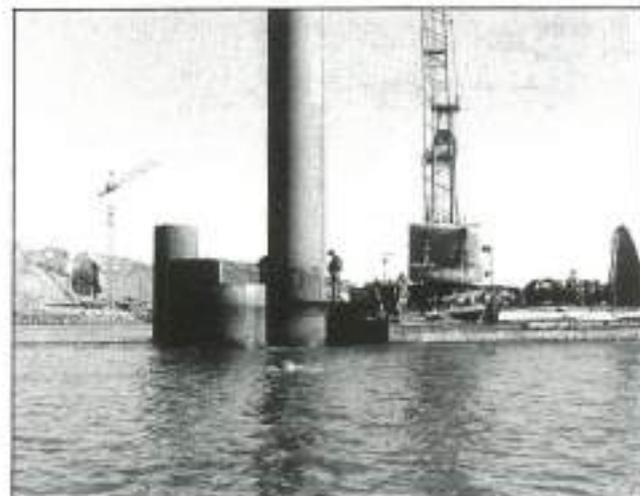
que la del pilote, dando lugar a importantes sifonamientos que introducían los lodos circundantes en el vacío de la excavación. Las dudas surgidas sobre la calidad del empotramiento necesario obligaron a incrementar su longitud con avances muy lentos, de 20 centímetros, realizándose continuas extracciones de testigos de roca, aumentando el riesgo y la frecuencia de los sifonamientos. En esta fase de ejecución se decidió incrementar de 9 a 13 el número de pilotes de cada macizo de cimentación, lo que también incrementó las dificultades al estar más próximos los extremos de empotramiento de los pilotes.

Para resolver el problema se realizaron inyecciones de lechada de cemento en el macizo rocoso. Estas inyecciones resultaron inútiles ya que la lechada se escapaba entre las múltiples diaclasas de la roca. Finalmente la utilización de lodos bentoníticos permitió el sellado de los puntos de sifonamiento y fue posible hormigonar los pilotes.

El trabajo de ejecución de cada pilote, una vez estabilizado el procedimiento, se puede dividir en las siguientes fases:

- Hinca de la camisa perdida de acero mediante vibrohincador hasta alcanzar el empotramiento en roca suficiente para impedir el sifonamiento de los terrenos suprayacentes.
- Ejecución de sondeos con recuperación de testigo para determinación del empotramiento necesario y formación de un tapón de fondo de bentonita que permitiese la ejecución del empotramiento al mismo tiempo que impedía el sifonamiento.
- Ejecución del empotramiento en roca y sucesiva limpieza del fondo con *air-lift* para posteriormente introducir la armadura y hormigonar el pilote.

La pila P-2 se encuentra dentro del cauce del río y ha sido necesario protegerla con una isla artificial del riesgo de impacto por la navegación. La isla, de 51 metros de longitud y 20,50 metros de anchura, está confinada perimetralmente por una pantalla de tablestacas metálicas y rellena con materiales granulares de aportación. En el estudio de oferta se había considerado la posibilidad de realizar un relleno desde la orilla española (a unos 80 metros) para poder efectuar todos los trabajos de excavación y hormigonado de los pilotes



Hinca de camisas de pilotes en la pila P-2.

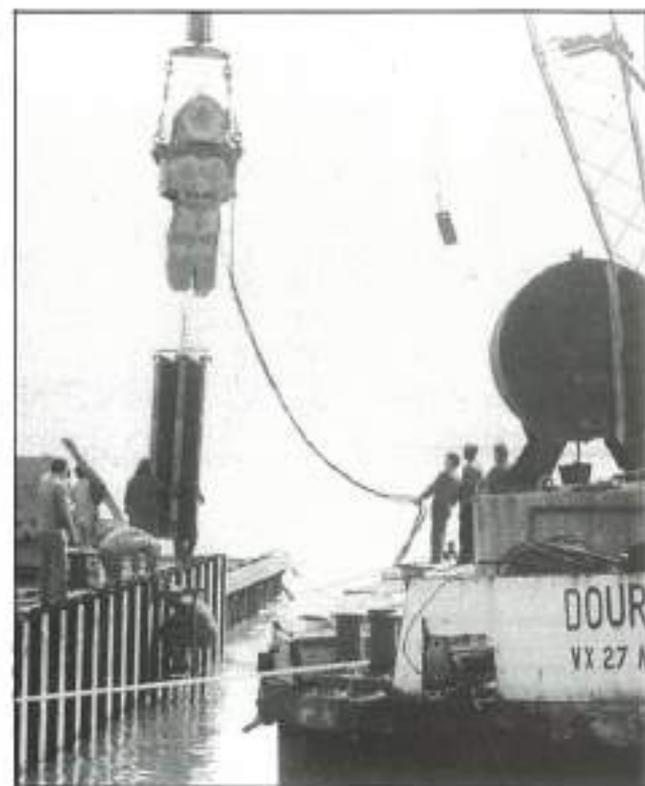
y la hinca de las tablestacas sobre tierra, retirando posteriormente el material sobrante. Esta propuesta no fue aceptada.

La construcción de la isla debía iniciarse con una vibrocompactación de las arenas del lecho del río, en una superficie de 130 por 100 metros y en una profundidad de 8 metros, cuya finalidad era aumentar su densidad para evitar que un posible movimiento sísmico provocase la licuefacción de las arenas, quedando anulado el confinamiento lateral de los pilotes.

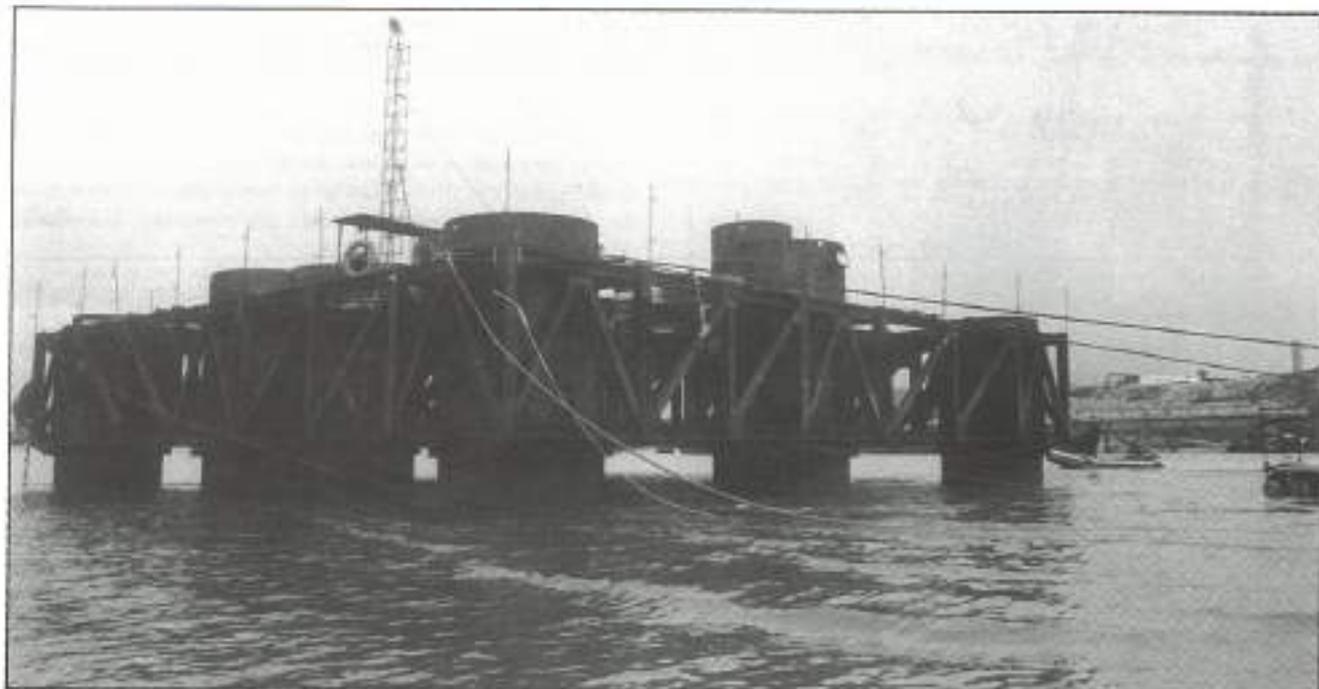
El proyecto contemplaba la necesidad de consolidar las arenas, optándose para ello por la vibrocompactación. Primero se comprobó que el perfil granulométrico de las arenas entraba en el huso de las que admitían vibrocompactación y una vez aceptada la viabilidad del tratamiento se fijó que en obra debía conseguirse una mejora en la compacidad de las arenas que elevara su SPT medio de 5 a 25 golpes.

Ya en obra, se realizaron varios ensayos de vibrocompactación a escala real, pero sin que se lograra alcanzar la compactación especificada. La intensidad de corriente absorbida por el vibrador durante la penetración y en sucesivas operaciones de ascenso y descenso en la masa de suelo, no era superior a la necesaria para su funcionamiento en vacío. Probablemente, el hecho de que las formaciones existentes presenten una acentuada heterogeneidad —se trata de formaciones lenticulares de arena, limo y arcilla— hace que cuando son atravesadas por el vibrador se mezclen formando una lámina muy fluida, que imposibilita un contacto efectivo del vibrador con el suelo circundante.

La necesidad de una solución alternativa, que garantizara la no ocurrencia de fenómenos de licuefacción en el interior



Hinca de tablestacas para contención de la isla en P-2.



Estructura de enlace de los pilotes para formación de isla artificial en P-2.

de los estratos arenosos y arenolimosos, aconsejó la ejecución en todo el área de un tratamiento por vibrosustitución.

Al no estar el lecho del río compactado, las tablestacas previstas para formar el recinto (que ya estaban compradas y en obra) no eran capaces por su longitud de hincar de soportar el empuje de los rellenos de la isla. Después de un dilatado periodo de estudio de alternativas se modificó el proceso constructivo inicial variando la secuencia de operaciones y adoptando la vibrosustitución para mejorar la calidad de las arenas que circundaban la isla artificial.

La solución definitiva para la construcción de esta cimentación se inició con la hincada de las camisas de los pilotes en el lecho del río desde pontona, aprovechando las pleamares, durante las cuales la corriente del río se anula. A continuación se unieron los extremos superiores de las camisas con una estructura metálica triangulada provisional, con rigidez suficiente para servir de soporte horizontal a la pantalla de tablestacas y para resistir el peso de los equipos de excavación y hormigonado de los pilotes. Sin embargo, para acortar el plazo de ejecución, la excavación, ferrallado y hormigonado se realizó desde el exterior de la isla, con la maquinaria sobre medios flotantes. En esta pila la longitud media de los pilotes ha sido de unos 30 metros, con problemas de sifonamiento menos relevantes que en la pila P-3; sólo se presentaron dificultades en dos pilotes.

Terminado el tablestacado se procedió al relleno de la isla. El material inicialmente previsto era de tipo hidráulico, dragado del lecho del río, pero el alto contenido de finos hizo desistir de su utilización. Como alternativa se inició el relleno bombeando arena mezclada con agua, desde una balsa construida en la orilla (a unos 120 m); sin embargo, los frecuentes problemas de obturación de la tubería y el bajo rendimiento hicieron desistir de este método. Finalmente se

completó el relleno de la isla mediante una grúa y gabarras cargadas de arena.

La isla se relleno hasta la cota $-2,50$ (pleamar máxima $+1,80$) y después se procedió a estabilizar el nivel interior de agua para poder continuar trabajando en seco; sin embargo, el agua entraba por las juntas de las tablestacas en tal cantidad que era imposible achicarla. Tras varias tentativas infructuosas se llegó a una solución eficaz vertiendo en el exterior del recinto y junto a la pantalla de tablestacas una mezcla seca de cemento y arena, que al ser arrastrada hacia el interior sellaba de forma inmediata las juntas.



Ferrallado de macizo de cimentación en la pila P-2.



Tratamiento por vibrosustitución del contorno de la isla artificial.

Una vez establecidas las condiciones de trabajo al nivel indicado, se alrataron entre sí los laterales opuestos del recinto, con armaduras soldadas a las propias tablestacas. Una losa de hormigón de 50 cm de espesor servía de protección para las armaduras y de plataforma de trabajo para la construcción de los macizos y de la viga riostra.

La estabilización definitiva de la isla se ha completado con la consolidación por vibrosustitución de la zona circundante del lecho del río. Esta consiste en el vertido de una capa de grava que al ser atravesada por el vibrador es embutida en el lecho del río y vibrada. Las columnas de grava construidas dentro de la masa del suelo funcionan como drenes verticales y como elementos rígidos que soportan parte del peso propio del suelo; ambas funciones contribuyen a reducir la susceptibilidad a la lixiviación de toda la masa de suelo tratado, evitando que durante la sacudida sísmica las presiones neutras alcancen valores críticos. La vibrosustitución se ha hecho con columnas de grava de 0,5 m² según una malla de 3 m². Se han tratado cerca de 106.000 m³ de aluvión en una profundidad de 8,5 m.

Un control cualitativo de la ejecución de la vibrosustitución es realizado, como en la vibrocompactación, mediante la medición de la intensidad de corriente absorbida por el vibrador. El control cuantitativo sólo ha sido posible realizarse mediante una nivelación del manto de grava con sonda de eco con precisión de 10 a 20 cm, antes y después del tratamiento.

Finalmente se ha protegido el pie de la pantalla de tablestacas con mantos de escollera.

ESTRIBOS Y PILAS

La construcción de los estribos y de las pilas menores (P-1 y P-4) ha sido convencional, mientras que las pilas principales (P-2 y P-3) se han realizado con encofrados trepadores, de PERI, que iban adaptando su geometría a las variaciones de sección de los sucesivos tramos.

En la parte inferior de las pilas, zona de patas inclinadas y con doble fuste, la construcción ha sido simultánea en ambas patas con doble juego de encofrados. A consecuencia de

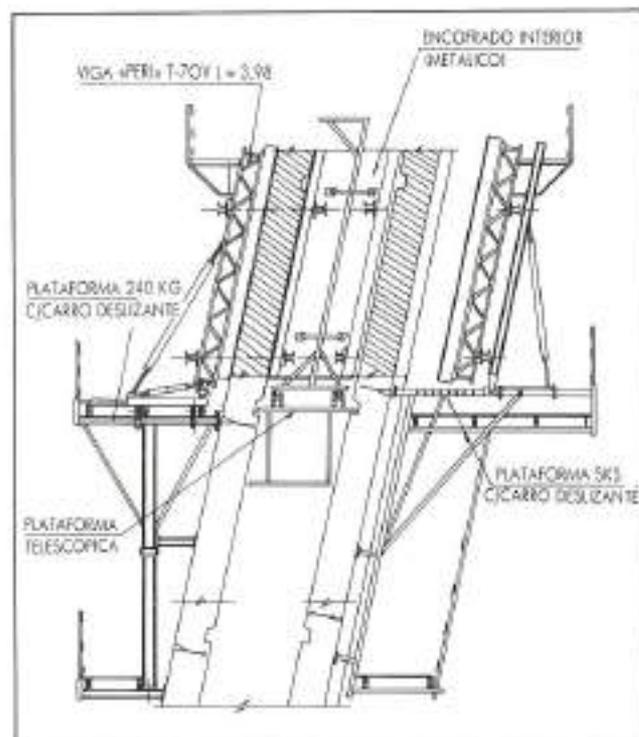
la inclinación, su peso propio da lugar a esfuerzos de flexión y deformaciones que ha sido preciso estudiar para limitar los primeros y compensar las segundas. Para contrarrestar los esfuerzos de flexión se han dispuesto tres niveles de acodamiento activo, en los cuales no sólo se apuntaban entre sí ambas patas sino que introduciendo un esfuerzo exterior mediante gatos empujaban las patas hacia afuera, compensando las flexiones aparecidas hasta ese momento. Los niveles de acodamiento han sido:

- Codal inferior (Cota + 18,00). Se ha utilizado como elemento de acodamiento la estructura-cimbra de la viga traviesa. El pre-esfuerzo aplicado ha sido de 60 Tn.
- Codal intermedio (Cota + 38,50). Se han utilizado puntales triangulados, pre-esfuerzo de 100 Tn.
- Codal superior (Cota + 58,00). Coincidente con la cimbra del tramo de unión de ambas patas inclinadas, pre-esfuerzo de 30 Tn.

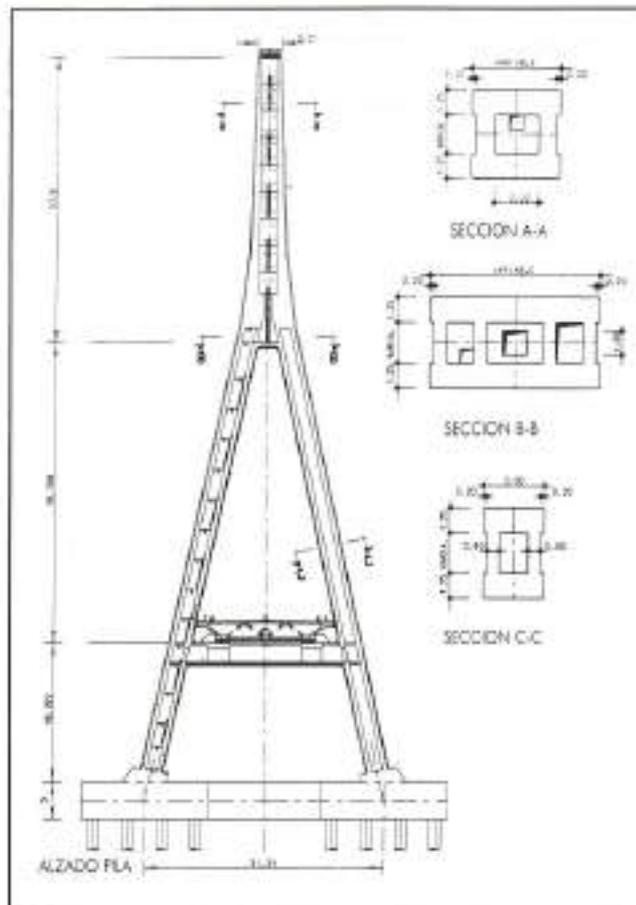
Para compensar las deformaciones de las patas debidas a su peso y a los pre-esfuerzos, se introdujeron contraflechas en el posicionamiento de los encofrados de tres tramos con un valor máximo de 20 mm.

Por exigencias de plazo se ha solapado la construcción de la traviesa con la continuación del hormigonado de la pila por encima del nivel de encuentro de ambas; para ello se dejaron manguitos de empalme de armaduras pasivas y las vainas de pretensado en los tramos de pila correspondientes. La viga traviesa se ha hormigonado sobre una cimbra de vigas triangulares Mecanotubo apoyadas en las patas de la pila.

La parte superior de las pilas, fuste único, ha tenido mayor complejidad de ejecución por la precisión exigida al replanteo de los tubos encofrado de los tirantes. Mediante



Esquema del encofrado de pilas.



Alzado y secciones de pila.

topografía y con doble procedimiento operativo se replanteaban los ejes de los tubos sobre los encofrados interior y exterior.

Las secuencias de construcción de cada uno de los tramos de las pilas tenían unos umbrales de resistencia mínima del hormigón que daban acceso a las fases siguientes. En primer lugar se fijó una resistencia mínima de 6 a 7 MPa para poder desencofrar el último tramo hormigonado; la resistencia debía ser de 10 a 15 MPa para que el tramo pudiera recibir las

cargas de peso propio de los encofrados y plataformas de trabajo, posicionadas en el tramo siguiente; y, finalmente, era preciso haber alcanzado los 20 MPa para poder hormigonar el nuevo tramo.

Otros trabajos auxiliares relacionados con la construcción de las pilas principales, han sido la instalación de una escalera provisional exterior, anclada al fuste en toda su altura para acceso a los diferentes niveles de trabajo; el montaje de las grúas torre con tres niveles de arriostramiento a la pila; la instalación de los apoyos deslizantes, verticales y transversales del tablero; el montaje de las escaleras y plataformas definitivas en el interior de la pila.

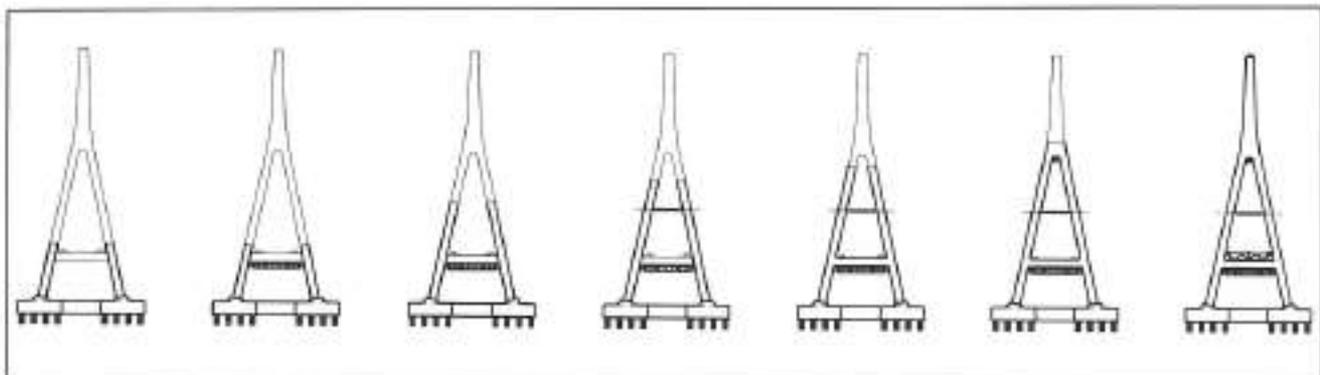
TABLERO

El tablero, aunque continuo en sus 666 metros, tiene dos zonas diferenciadas, tanto por su esquema resistente, como por su propia sección y proceso constructivo.

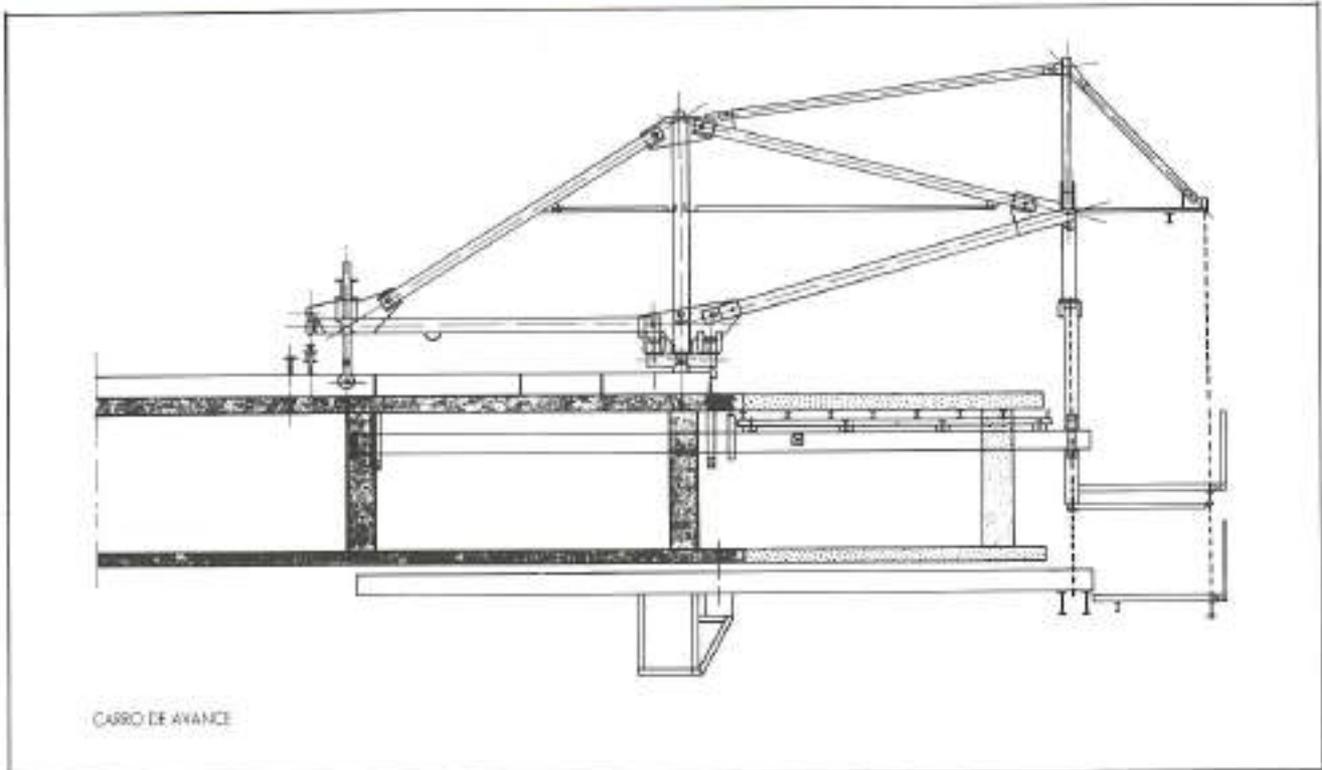
Los vanos extremos, de 36 metros de luz, apoyan directamente sobre los estribos y las pilas menores, en su sección transversal conservan externamente la geometría general de todo el tablero mientras que internamente están rigidizados con dos almas longitudinales; han sido construidos sobre cimbras suministradas por TMC.

Los vanos centrales, correspondientes a la zona atirantada del tablero, tienen apoyos rígidos en su unión con los vanos extremos y sobre las vigas traviesa de las pilas, y apoyos elásticos en cada una de las 64 secciones en que están atirantados. La sección en cajón, desprovista de almas interiores, está rigidizada transversalmente cada 4,50 m con un diafragma triangulado de diagonales prefabricadas. La construcción se ha realizado por voladizos sucesivos con carros-encofrado a partir de cada una de las pilas, trabajando simultáneamente en los cuatro frentes de avance y soportando los correspondientes voladizos con los tirantes, cuya separación típica es de 9,00 m (cada dos dovelas).

La construcción de cada uno de los semi-tableros suspendidos se inició con la ejecución de la dovela de arranque sobre la traviesa, de 10,80 m de longitud. El encofrado de esta dovela se ha montado y apoyado sobre la propia viga traviesa, independizándolo de las dificultades de cimentación. El hormigonado se ha realizado en diferentes fases. La estabilización temporal de esta dovela y del posterior tramo de tablero, hasta el montaje de los primeros tirantes, se ha realizado con torres metálicas de apeo apoyadas sobre los



Fases de construcción de las pilas.



Esquema del carro de avance.

ciales y se han utilizado medios auxiliares específicos para su realización.

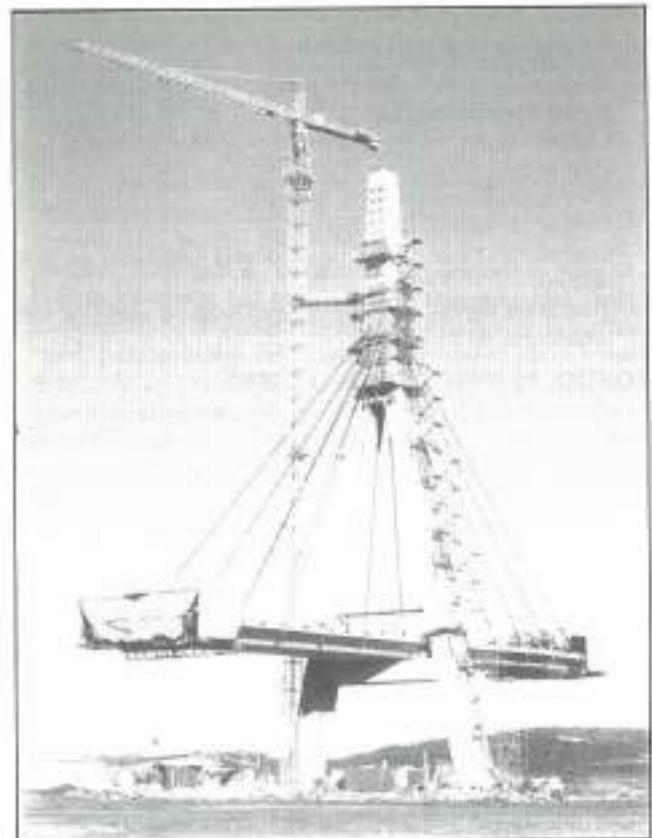
BLOQUEOS LONGITUDINALES PROVISIONALES DEL TABLERO

Durante el período en que el tablero está en doble voladizo a partir de la pila, los desequilibrios de carga que puedan producirse entre una y otra ménsula (diferencias en peso propio y cargas accidentales, hormigonado no simultáneo de dovelas, efectos eólicos) tienden a desplazar longitudinalmente el tablero como si se tratara de un péndulo. Para eliminar este efecto es preciso bloquearlo provisionalmente. En este caso se han dispuesto unas piezas metálicas horizontales que a modo de puntales bloquean el desplazamiento del tablero con respecto a la pila.

Una vez que los tableros fueron conectados a los tramos laterales y antes de llegar al cierre central se sustituyeron los bloqueos de pilas por otros muchos más sencillos que fijaban los semi-tableros a cada uno de los estribos del puente.

DISLOCAMIENTO CENTRAL DEL TABLERO

Para contrarrestar parcialmente las fuertes deformaciones diferidas producidas por la fluencia del hormigón, el proyecto contemplaba la introducción de una deformación impuesta entre los dos semi-tableros, inmediatamente antes del hormigonado de la dovela de cierre. Para aplicar este desplazamiento, se introdujo, mediante gatos, una fuerza de cerca de 200 Tn que debía vencer el rozamiento de los apoyos y resistencia elástica de la estructura construida. El desplazamiento provocado fue de 16 centímetros en cada semitablero.



Tablero suspendido de ocho parejas de tirantes.

DOVELAS DE CIERRES LATERALES Y CENTRAL

La construcción de las dovelas de cierre, tanto con los vanos laterales como en la sección central del puente, se ha realizado uniéndolo rigidamente los dos extremos de tableros a enlazar para minimizar las deformaciones diferenciales entre los mismos; en ambos casos se ha utilizado la estructura de los carros de avance como elemento rígido de enlace, después de algunos ajustes de su geometría.

La construcción del tablero se ha completado con la instalación de apoyos longitudinales en el estribo portugués, para concentrar en ellos la acción sísmica horizontal, y son de tipo oleodinámico.

TIRANTES

LOS CORDONES

La solución de tirantes que figuraba en proyecto era del tipo convencional, formados por varios cordones desnudos de pretensado de 0,6" y protegidos de la corrosión mediante una vaina de polietileno inyectada de lechada de cemento.

En los últimos años la técnica de los tirantes ha madurado soluciones alternativas a la protección anticorrosiva con la aportación de algunas mejoras y ventajas. Por una parte, en el tirante inyectado se ha cuestionado que como consecuencia de la rigidez y fragilidad de la lechada es presumible su

fisuración, lo que unido a la falta de adherencia entre lechada y vaina, proporciona posibles vías de acceso de agua y aire hasta la superficie de los cordones; además, el empleo de lechada introduce otros inconvenientes de ejecución como procedimiento complejo y costoso, plazo dilatado, operación sucia por las adiciones, etc.

Frente a estos riesgos e inconvenientes, Freyssinet ha desarrollado los tirantes de cordones autoprotectidos de acero galvanizado con vaina individual de polietileno y rellena con grasa, cera o resina epoxi. Además de la favorable respuesta de este tipo de cordones cabe agregar otras ventajas como son su sensiblemente menor dimensión y peso, su condición de inspeccionables y desmontables (tirante completo o sólo algunos cordones), su terminación definitiva una vez tensados, etc.

Ante la disponibilidad de esta innovación técnica la Dirección Facultativa de la obra decidió la utilización de cordones autoprotectidos en la confección de los tirantes del puente, correspondiendo a Freyssinet Armol su suministro y montaje (cordones y anclajes).

Como ya se ha indicado, la sección de los tirantes es variable: existen tirantes de cinco tipos con 22, 25, 31, 37 y 55 cordones respectivamente; su distribución a lo largo del tablero se adapta a los esfuerzos actuantes sobre los mismos.

ANÁLISIS TEÓRICO DEL MONTAJE DE LOS CORDONES

Las experiencias anteriores en el montaje de tirantes lo habían sido mediante la puesta en carga de cada cordón, medida por la fuerza aplicada con el gato y controlada globalmente al concluir el tirante por la deformación inducida sobre el tablero. Este procedimiento tiene la ventaja de un montaje directo de los cordones a partir de la bobina, sin necesidad de corte a medida previo; sin embargo, la solución implica algunas complicaciones importantes:

- La fuerza a introducir en cada cordón de un mismo tirante es diferente, dependiendo de su posición secuencial de montaje, tanto con respecto al propio tirante como a los coincidentes.
- Las oscilaciones térmicas y las modificaciones de las cargas de construcción sobre el tablero que se producen durante el período de montaje de un tirante alteran la carga final del mismo y en consecuencia la de sus cordones.
- La complejidad del procedimiento exige un permanente control de la instrumentación térmica y de las variaciones de cargas para recalcular la fuerza a introducir en cada cordón a medida que se producen las variaciones indicadas.
- La precisión de los manómetros de los gatos no es suficientemente fiable, aunque ésta sólo se utilice en la parte inicial del montaje pasando después a una medición adicional de alargamientos que engloba deformación elástica del cordón, modificación del desarrollo de la catenaria y deformación elástica del tablero y la pila.

Frente al procedimiento anterior, en este caso se ha optado por una puesta en carga medida por la longitud del extremo inferior del cordón que sobresale con respecto al anclaje; para ello era preciso conocer con la máxima precisión la distancia entre anclajes de pila y tablero, antes de montar el tirante y la longitud de los cordones previamente cortados. La longitud total de cualquier cordón sometido a la carga correspondiente al tirante completo depende de:



Montaje individualizado de cordones desde el anclaje inferior del tirante.

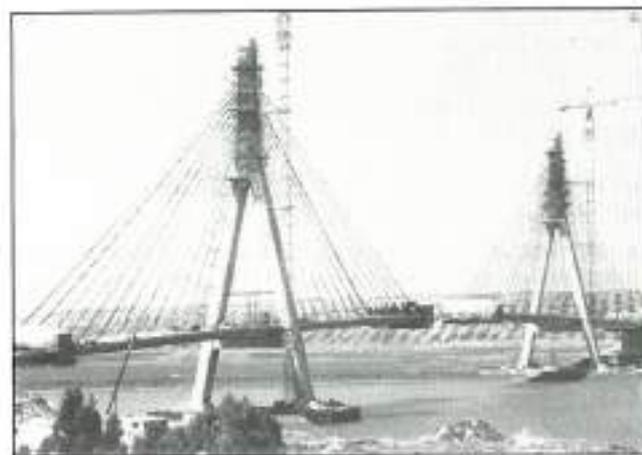
significativamente a la geometría del puente y a los esfuerzos sobre los tirantes. Se han llegado a instalar 126 termoresistencias de platino encapsuladas en una vaina de acero rellena de resina, embebidas en el hormigón (12 en pilas, 54 en tablero) o adosadas a los cordones (60 en tirantes), y 2 termómetros de ambiente.

En las piezas metálicas de bloqueo longitudinal del tablero, con respecto a las pilas, se han instalado extensómetros de cuerda vibrante para controlar el valor de las reacciones horizontales generadas.

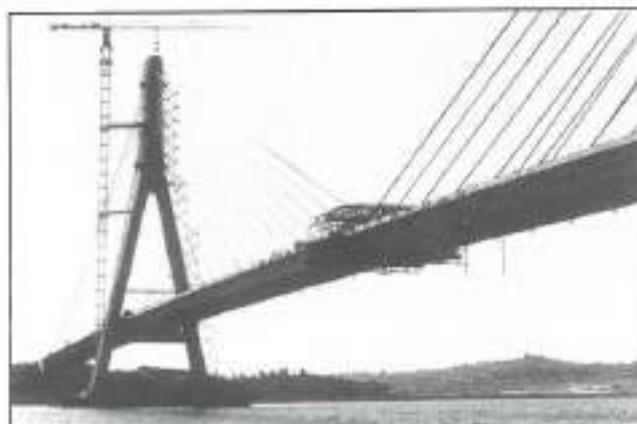
La construcción del puente se ha realizado a partir de los datos geométricos y de esfuerzos en tirantes suministrados por el ingeniero proyectista. En cada semitablero estaban considerados 110 estados de construcción diferentes, cada uno de ellos disponía de ficheros con las coordenadas de los puntos de referencia de las pilas y de todas las dovelas construidas hasta ese momento, así como de los esfuerzos en los tirantes montados; los efectos térmicos y de cargas accidentales sobre el tablero estaban contenidos en ficheros adicionales.

Para la gestión de los datos y cálculos a realizar en el replanteo de los carros y en el montaje de los tirantes, se ha desarrollado un complejo programa informático que disponía de los siguientes módulos:

Control de temperaturas. Determinando para cada lectura las temperaturas de ambiente y las medias de pilas, tablero (superior e inferior) y tirantes, así como el gradiente térmico del tablero.



Construcción de la dovela de cierre.



Puente internacional sobre el río Guadiana.

Replanteo de carro para hormigonado de dovelas. Se introducen como datos las lecturas de mira de los tres puntos de referencia de las dos últimas dovelas hormigonadas y las correcciones por errores controlados en la nivelación anterior. Proporciona los niveles relativos y lecturas de mira de 18 puntos del encofrado de la dovela a hormigonar y en el caso de dovela atirantada 10 puntos adicionales para el replanteo de los cajetines de anclaje de los tirantes y del tubo encofrado.

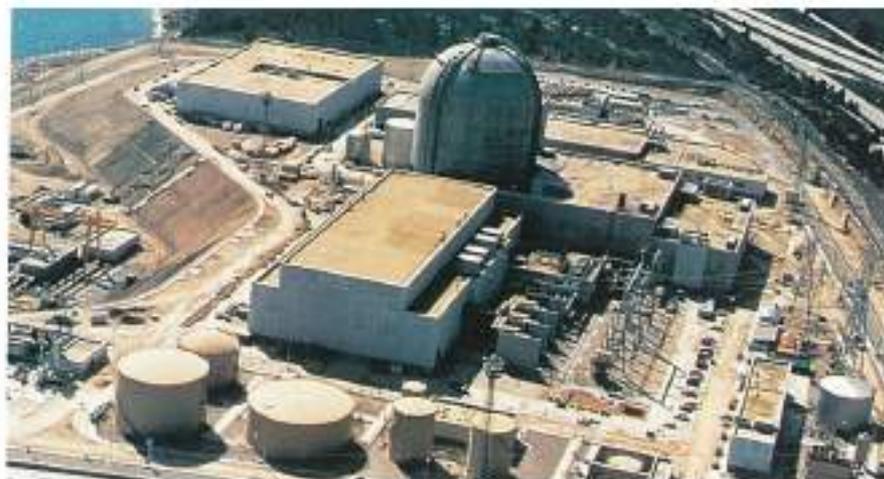
Fabricación de tirantes. Genera ficheros de información de los cordones de cada tirante asignando a cada uno de ellos la bobina de procedencia, módulo de elasticidad, área, rigidez $E \times A$, temperatura en el momento de medir la longitud y las longitudes medidas y neutralizadas.

Montaje de tirantes. Distancia entre anclajes. A partir de los datos térmicos y de cargas adicionales del tablero, compara la medición real entre placas de anclaje con el valor teórico y calcula las diferencias.

Montaje de tirantes. Pretensado de cordones. También parte de datos térmicos y de cargas que unidos a la diferencia de distancias entre anclajes del módulo anterior y a los ficheros de cordones determinan para el montaje de cada uno de éstos el exceso de longitud en el anclaje inferior, la fuerza de pretensado de montaje y el levantamiento del tablero.

Comprobación geométrica del tablero. Con datos térmicos y de cargas y con las mediciones reales de las coordenadas de los puntos de referencia de las dovelas, determina las diferencias con respecto a la posición teórica correspondiente.

Comprobación de tracción de tirantes y reacciones de apoyos. Similar al anterior, pero referido a las tracciones medidas en el pesaje de los tirantes y de las reacciones de los apoyos.



INITEC, PRIMERA INGENIERIA ESPAÑOLA, CONSIGUE EL CERTIFICADO DE REGISTRO DE EMPRESA DE AENOR

Más de 30 años imprimiendo calidad a nuestra ingeniería.
Desde estudios preliminares hasta instalaciones "llave en mano". Dentro y fuera de nuestras fronteras.
Ahora, la calidad se demanda y reconoce.
La Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR) concede por primera vez en España, a una Ingeniería, INITEC, en su Negocio Nuclear, el Certificado de Registro de Empresa conforme a las Normas de Aseguramiento de la Calidad, UNE 66901 (ISO 9001).
Es el compromiso de una empresa líder en ingeniería con nuestro tiempo. La calidad por sistema.



LA CALIDAD SE RECONOCE.

