Puente internacional sobre el río Danubio entre las localidades de Vidin (Bulgaria) y Calafat (Rumania)

JAIME MARTÍNEZ MARTÍN (*)

RESUMEN La obra del puente sobre el Río Danubio II ha supuesto, a nivel de ejecución de **cimentación**, un nuevo reto tanto técnico, por las características de profundidad y diámetro de los pilotes a ejecutar, como logístico y humano, debido a los duros condicionantes que el entorno de la obra presenta.
Esta obra, adjudicada a la constructora FCC en sus dos contratos "Accesos al puente" y "Puente principal", ha requerido en cada uno de sus diversos tajos, de la utilización de una variada gama de técnicas de cimentación, pasando desde **pilotes prefabricados hincados**, hasta **pilotes in situ** con instalación de camisa perdida mediante vibración y excavación con cucharas bivalvas tipo "benoto".
La enorme responsabilidad de esta fase, queda patente en la intensa campaña de ensayos de caracterización, con **ensayos de carga estática, dinámica y células Osterberg**, así como de control, con ensayos de Cross-hole en el 100% de los pilotes in situ ejecutados, que ha permitido, no solo asegurar el mas alto nivel de calidad sobre los elementos de cimentación, sino también aprovechar al máximo las características mecánicas que los suelos proporcionaban.
La complejidad de ejecución de los mas de 24.000 ml de pilote realizados a lo largo de los 2 años de duración de los trabajos, adquiere su máxima expresión en los mas de 6.900 ml de pilotes in situ realizados desde medios marítimos, con profundidades de hasta 80 m y diámetro de 2 m.
El artículo intenta dar una visión general de la obra en su ejecución, asociándolo con los distintos métodos de cimentación adoptados, y los problemas detectados.

FOUNDATION WORKS FOR CONSTRUCTION OF DANUBE BRIDGE II VIDIN (BULGARIA) - CALAFAT (ROMANIA)

ABSTRACT *The **Foundations** works of the bridge over the Danube River II has involved a new technical challenge due to the characteristics of depth and diameter of the piles; and the logistical and human, due to the hard environmental conditions for the execution.*
*This work, awarded to FCC Construction Company in its two contracts, "Access to the bridge "and" Main Bridge", has required on the differenced sites, the use of a wide range of foundation systems, since driven **precast piles** to **"in situ" pile** with permanent casing, installed by vibrating systems and excavated with "benoto" grabs system.*
*The enormous responsibility of this phase is evident in the intense campaign of characterization **tests with static** load tests, **dynamic** and **Osterberg cells**, as well as control the campaign, with "Cross-hole" tests in 100% of the piles in situ executed, that has allowed not only ensure the highest level of quality on the foundation elements, but also to take the most of the mechanical characteristics of soils provided.*
The complexity of the execution of more than 24,000 ml pile executed along the more than 2 years duration of the work reach the maximum expression in the more than 6,900 ml of in situ piles made from marine resources, with a maximum depths up to 80 m with 2 m diameter pile.
The article intends to give an overview of the site and the execution, associating the different foundation methods used, and the problems that were detected.

Palabras clave: Cimentación, Pilotes prefabricados hincados, Pilotes in situ, Ensayos de carga estática, Dinámica y Células Osterberg.

Keywords: Foundations, Precast piles, "In situ" pile, Tests with static, Dynamic, Osterberg cells.

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TERRATEST. E.Mail: Jaime-mm@terratest.es

FIGURA 1. Infografía del Proyecto.

1. INTRODUCCIÓN

Las obras de ejecución de este puente internacional se engloban dentro del conjunto de actuaciones previstas por la UE, para la vertebración de un corredor Pan-europeo (Corredor IV) que optimicen las condiciones de accesibilidad y transporte de todos los países en el eje entre Alemania y Turquía, y especialmente, la conectividad de los distintos modos de transporte de Bulgaria con el resto de europa.

En 2003, el consorcio Anglo-Español Scott Wilson/Iberinsa/Flint&Neil fue contratado por el Ministerio de Transportes, para la consultoría técnica y de gestión internacional de la realización de los proyectos básicos y de ejecución de la obra, así como la selección de contratistas y dirección facultativa.

El presupuesto inicial para las obras en el lado Búlgaro fue de 225 millones de euros, financiados por la subvención mediante fondos ISPA (UE), y European Investment bank (EU), subvención y préstamos de KFW y AFD, y fondos del presupuesto estatal Búlgaro.

A principios del año 2007, se adjudica a la empresa española FCC, tras un proceso de licitación internacional, el contrato de proyecto y obra para la construcción del puente principal, así como posteriormente, el contrato de construcción de infraestructuras anexas al puente en el lado Búlgaro.

La adjudicación de la labor de dirección facultativa fue para el consorcio Anglo-Frances compuesto por Ingerop/HPR en las obras del puente principal e Ingerop/HPR/Salfo en las obras de accesos, quienes desarrollaron su labor bajo aplicación de los criterios contenidos en el "Manual Contract Document for Highway Works" (MCDHW), en un entorno normativo de regulación British Standard.

FCC adjudicó la ejecución de las labores de cimentaciones especiales de ambos contratos a TERRATEST CIMEN-

FIGURA 2. Vista de los trabajos de cimentación de puente principal.

FIGURA 3. Condiciones climatológicas extremas.

TACIONES, que comenzó los trabajos de desplazamiento de equipos y personal a obra en junio de 2008 para la ejecución de los primeros pilotes de prueba, y que finalizó con los trabajos en el estribo del lado Rumano en julio de 2010, dos años después.

A lo largo de la obra, TERRATEST disponibilizó un equipamiento compuesto por 8 grúas de cadenas de entre 60 y 120 ton de carga, 2 máquinas perforadoras rotativas, 3 sistemas rotativos RT3, 3 vibradores de alta frecuencia, y una máquina de hinca de prefabricado, además de un equipo humano de hasta 45 personas.

2. EMPLAZAMIENTO

Las características del entorno mas destacables por su influencia durante la ejecución de la obra obedecen a factores Socio-Económicos, climatológicos y especialmente, los debidos al río.

Las ciudades de Vidin y Calafat se encuentran situadas en la zona oeste de la frontera natural que forma el río Danubio entre Bulgaria y Rumanía. Actualmente, solo existe un puente sobre el río que permita el tráfico rodado entre ambos países situado en Rouse (a 290 km de Vidin), viéndose complementado por servicios de Ferry situados en diversas localidades fronterizas.

La adormecida economía de la zona supuso un problema en las fases iniciales para la localización de proveedores y suministradores con capacidad para gestionar los volúmenes generados por la obra, problema que con el progresivo avance de la inversión fue poco a poco mitigándose. Sin embargo, la amplia experiencia y voluntad de reparación de la mentalidad búlgara, aportó en muchos casos, una valiosa alternativa a la falta de suministro.

FIGURA 4. Emplazamiento de la obra.

FIGURA 5. Inundaciones en la zona de trabajo, por crecidas del río Danubio.

Respecto a los factores climatológicos, la combinación de la humedad proporcionada por el río y las rápidas variaciones térmicas (debido a su exposición a las corrientes de aire) provocaron durante los trabajos situaciones complicadas, con temporales de viento, potentes tormentas eléctricas, fuertes lluvias, bajas temperaturas (de hasta –20°C) y copiosas nevadas de difícil previsión.

Por último, otro factor de suma importancia es la variabilidad de cota de nivel de agua del río que presenta el Danubio a la altura de ambas localidades, que en periodos cortos, puede ser (y resultó ser) de hasta 7 metros de altura.

3. REQUERIMIENTOS TÉCNICOS

El entorno de normativo adoptado fue la "British Standart", con aplicación de las exigencias técnicas de base contenidas el "Manual of Contractors Documents for Highway Works" (MCDFHW) y complementadas con el desarrollo de especificaciones técnicas particularizadas para la obra, quedando plasmadas en los procedimientos de ejecución "Statement" aprobados por la dirección facultativa, y específicos de cada trabajo a realizar.

Cada uno de estos procedimientos Statement debía contemplar todo el proceso de ejecución, responsables de verificación, límites de los parámetros de control, maquinaria, medios humanos, seguridad y salud, etc. y todo integrado dentro del sistema de calidad implementado por FCC.

FIGURA 6. Muestra de armado de pilote con Célula Osterberg.

Como exigencias técnicas remarcables podemos destacar las siguientes:

- Control topográfico de los pilotes, con tolerancias máximas de **situación de 7,5 cm** y de verticalidad de **1/75**.
- Protocolo con comprobaciones topográficas previas a la perforación y a la fase de hormigonado en cada uno de los pilotes.
- Limitación de la aplicación de vibración en el entorno de pilotes recientemente hormigonados.
- Limitación de tiempos máximos desde apertura de pilote hasta al hormigonado.
- Utilización de cazos específicos de limpieza para la punta del pilote.
- Doble proceso de desarenado de lodos bentoníticos con establecimiento de tiempos mínimos en la fase previa al armado (2 horas) y previa al hormigonado (1 hora).
- Control sónico mediante ensayos Cross-Hole del 100% de los pilotes in situ ejecutados.

En este último aspecto, es de destacar el notable esfuerzo en la correcta caracterización de la resistencia del terreno, y su aplicación sobre los pilotes tanto in situ (con la realización de 7 ensayos con células de carga Osterberg), como en prefabricados, con la realización de diversos ensayos de carga estática con correlación a ensayos de carga dinámicos (AHP), ejecutados por TERRATEST.

4. LA OBRA

La obra en sí se divide en dos actuaciones diferenciadas, una primera orientada a la ejecución de las infraestructuras de acceso al puente, y la obra construcción del puente principal, ambas con contratos distintos, pero ejecutadas simultáneamente.

4.1. ACCESOS AL PUENTE

La primera de ellas, la ejecución de los accesos al puente, tiene por finalidad la ampliación, reposicionamiento y adaptación de la infraestructura ferroviaria y viaria existente que circunvala la ciudad de Vidin, para su ligación con el futuro puente que atravesará el Danubio uniendo los territorios búlgaro y rumano.

La configuración radial de carreteras que existe en la ciudad, requirió de la construcción de ocho pasos superiores que mantuviesen la permeabilidad de las vías de comunicación, eliminando las actuales conexiones a nivel.

Debido a los suelos presentes en la zona, se recurrió a cimentación profunda para la sustentación de los pasos superiores y muros de acceso, diseñando para ello una combinación de pilotes in situ y pilotes prefabricados.

Los condicionantes geotécnicos obligaban a atravesar un potente estrato de limos arenosos con compacidad variable (de entre 16 y 23 metros), hasta proporcionar el empotramiento adecuado en un estrato arcilloso consolidado subyacente, homogéneo en profundidad.

FIGURA 7. Colocación de estructura de ensayos de carga estáticos sobre pilotes prefabricados.

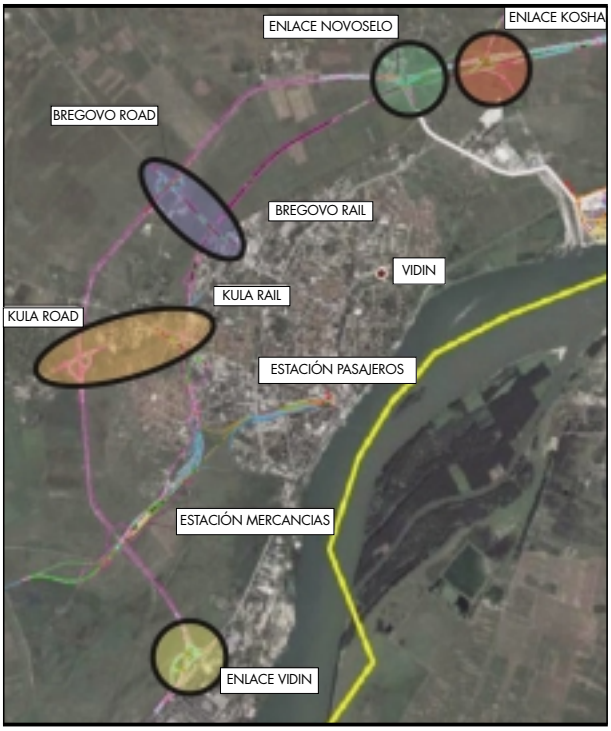

FIGURA 8. Plano general de actuaciones de Obra de Accesos.

El nivel freático se encontraba presente en muchos casos a escasos metros de la plataforma de trabajo aunque su situación estaba fuertemente influenciada por los cambiantes niveles del río, con las consiguientes circulaciones que sus variaciones producen.

Los pilotes in situ fueron diseñados para el soporte de las cargas de los estribos y pilas de los pasos superiores.

El sistema de ejecución adoptado fue el de camisa recuperable hincada mediante vibrador hasta empotramiento en el substrato de arcillas complementado con el uso de lodos bentoníticos para compensar la carga hidráulica del nivel freático.

La maquinaria y herramienta utilizada fue una grúa auxiliar de 60 ton, una IMT-220 de kelly telescópico de cremallera, vibrador de alta frecuencia, cazos de perforación de arenas, arcillas y cazos planos de limpieza, tubería tremie, así como material de lodos compuestos por depósitos portátiles, bombeo y desarenado.

Las camisas recuperables utilizadas fueron de pared simple, empalmadas por soldadura, y con refuerzo en los extremos de manera que se evitasen deformaciones debidas a la introducción en el terreno.

Se realizó control sónico sobre el 100% de los pilotes ejecutados, no habiendo sido detectadas anomalías significativas en ninguno de ellos.

Los pilotes prefabricados se diseñaron como cimentación de los muros de contención de terraplenes de acceso a los pasos superiores, con lo que los principales requerimientos no venían de las cargas verticales, sino de los momentos y cortantes transmitidos por el empuje de tierras.

Con objeto de dar un óptimo aprovechamiento a las características resistentes de estos, se diseñaron zapatas con combinaciones de pilotes verticales y pilotes inclinados. La carga máxima de diseño de los pilotes prefabricados fue de 65 ton, para lo que se hincaron pilotes de hasta 13 metros de longitud.

Los medios utilizados en este caso han sido una máquina BANUT 700 con martillo de 7 toneladas.

FIGURA 10. Maquinaria hinca pilotes durante ejecución pilote inclinado.

FIGURA 9. Rotativa durante perforación de pilote.

FIGURA 11. Fotografía de paso Superior Bregovo Road.

FIGURA 12. Vista de pilares de Paso Superior Koshava.

Previamente a los trabajos, se realizaron ensayos de carga dinámica (AHP) con contraste con ensayos de carga estática en una serie de pilotes de prueba, hasta un 200% de la carga de servicio considerada, que confirmaron la resistencia de los pilotes conforme a los criterios de rechazo previstos.

Para la cimentación de los pasos superiores fueron necesarios mas de 2.600 ml de pilotes in situ de 1.200 mm de diámetro, y mas de 9.000 ml de pilote prefabricado de sección cuadrada de 350 mm en muros de contención, siendo ejecutados en ambos casos, en medio de un ambiente semi-urbano.

El tiempo de ejecución efectivo para los pilotes in situ fue de 7 meses mientras que la de los pilotes de prefabricado fue de 4 meses, ejecutados con un equipo a turno simple, y realizado en diversos intervalos debido a las interferencias con el medio urbano.

4.2. PUENTE PRINCIPAL

La obra del puente principal tiene una longitud total aproximada de 1.731 m repartida entre el puente principal y las zonas de aproximación a éste.

El proyecto prevé una sección transversal en el puente con cabida para una plataforma de tráfico ferroviario de vía única en la parte central, dos calzadas para tráfico rodado de doble carril a sendos lados, y una vía de acceso peatonal.

El sistema de construcción previsto para el puente principal, es el de lanzamiento por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, mientras que las zonas de acceso al puente están en principio previstas mediante sistemas in situ de hormigonados de tablero.

Según el tipo de condicionantes y su situación en el puente principal, las obras se dividen asimismo en tres actuaciones:

- Acceso a puente (PA).
- Canal no navegable (CNN).
- Canal Navegable (CN).

4.2.1. Accesos al Puente Principal

Esta actuación contempla la ejecución de la zona de aproximación al puente (PA) y los estribos A-1 y A-2 (lado búlgaro) y A-3 (lado rumano), todas situadas fuera de la zona de cauce del río Danubio.

En el lado Búlgaro, se realiza la confluencia de la línea ferroviaria y los viales de tráfico rodado, alineándose, en planta y alzado, con el eje del puente proyectado.

El cruce entre la línea férrea y el terraplén de los viales se realiza a distinto nivel mediante una plataforma elevada sobre pilares, y sustentada en pilotes embebidos por los terraplenes de los viales. El desarrollo de esta zona se produce a lo largo de 392 m en planta, con apoyos de la estructura cada 40 m.

El diseño del pilotaje consiste en la cimentación de los pilares soporte de la plataforma de la línea férrea, así como los estribos del lado Búlgaro A-1 y A-2 (Inicio de la plataforma férrea y del puente respectivmente). Para dicha cimentación se diseñaron pilotes de diámetro 1.500 (A-1 y A-2) y pilas – pilote de 2000 mm (PA), con profundidades hasta los 50 m.

Debido al planeamiento de obra, la ejecución de los pilotes de las P.A. no pudo realizarse desde la cota de terraplén prevista, razón por la cuál, debieron ejecutarse pilotes en los que la cota de la cabeza quedaba hasta 8 metros por encima de la plataforma de trabajo.

Los condicionantes geotécnicos encontrados mostraban un perfil similar al detectado en accesos, con limos arenosos de compacidad variable hasta 23-24 m de profundidad, a partir del cuál existía un substrato arcilloso competente homogéneo en profundidad.

El sistema de ejecución de los pilotes fue el de camisa perdida hincada mediante vibrador hasta empotramiento en el estrato arcilloso subyacente (hasta 27 m), junto con el empleo de lodos

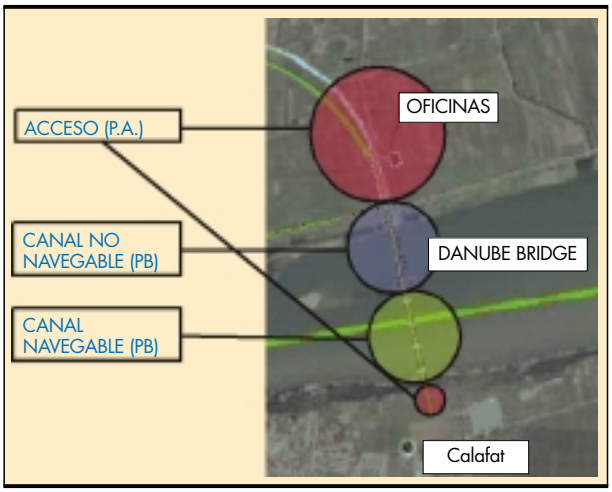

FIGURA 13. Plano general de actuaciones Puente Principal.

FIGURA 14. Vista del alineamiento con el puente desde P.A.

FIGURA 15. Trabajos en altura con pilotes hasta 8 m por encima de plataforma de trabajo.

bentoníticos. Las camisas fueron aplomadas y soldadas sobre el punto de perforación, en tramos de hasta 13,5 m de longitud.

A diferencia del equipamiento utilizado en accesos, la maquinaria en este caso fueron grúas Liebherr de entre 75 a 120 toneladas con sistemas de perforación rotativo RT3 acoplables y kellys de fricción de 24 m de longitud. Debido al aumento del diámetro de los pilotes, se recurrió al uso de vibradores de alta frecuencia de mayor capacidad, de manera que se asegurase el correcto empotramiento y sellado en las arcillas.

Dada la profundidad de los pilotes se utilizó tubería tremie de sellado para pilotes profundos, de manera que se asegurase la estanqueidad a las profundidades requeridas.

El trabajo en altura pudo ser realizado mediante la disposición de una plataforma metálica fija acoplable a la camisa, que permitía el acceso y permanencia segura del personal, para las fases de montaje de desarenado, armado y hormigonado.

La medición en la fase de accesos a puente, efectuada en el lado Búlgaro fue aproximadamente de **2.200 ml de pilote, en la que se invirtieron 3 meses de tiempo efectivo** con equipos a turnos simple, y en dos fases diferenciadas, debido al acoplamiento a la planificación establecida de obra.

En el lado Rumano, la ejecución del estribo A-3 del puente conllevaba ciertos condicionantes geotécnicos adicionales, que motivaron la modificación del sistema de ejecución respecto de los del lado Búlgaro.

El estribo A-3 está cimentado mediante 14 pilotes de **diámetro 1.500 mm** y **52 m de profundidad**, situados en una ladera de fuerte pendiente al río.

En este caso, la estratificación del terreno se compone de una potente capa de Loess (limos arenosos) de unos 20 m de espesor, sobre un estrato de grava bien graduada de 6 metros, situados sobre el ya conocido estrato de arcillas homogéneo, base de empotramiento de los pilotes. A diferencia de los limos encontrados en el lado Búlgaro, los Loess presentan una alta colapsabilidad.

El sistema de ejecución en este caso fue de camisa perdida hasta empotramiento en el estrato arcilloso subyaciente, con empleo de lodos bentoníticos, pero debido las características de los Loess, se evitó la transmisión de vibraciones al terreno.

El procedimiento adoptado debido a estos condicionantes fue el de encamisado mediante collar de entubación (hasta 27 m), con utilización mixta de rotación y cuchara de perforación (sistema Benoto), hasta alcanzar el empotramiento de la camisa en arcillas. Los tramos de camisas eran soldados sobre el punto de ejecución, siendo suministradas en tramos de hasta 12 metros.

El equipamiento utilizado en este caso fue de una grúa Liebherr de 120 ton, con collar externo, sistema de perforación rotativo RT3, kelly de fricción de 24 m, cazos y cuchara de perforación, así como tubería tremie de alto sellado y depósitos móviles con material de lodos.

FIGURA 16. Estribo A-3. Sistema Benoto de pilotes.

FIGURA 17. Vista de la plataforma creada para CNN.

FIGURA 18. Excavación y pilotes de encepado de CNN.

La medición aproximada del estribo A-3 fue **aproximadamente de 728 m**, en la que se invirtieron **1,5 meses de tiempo efectivo de ejecución**.

4.2.2. Canal no navegable

Esta actuación contempla la ejecución de las pilas PB-1 a PB-8, situadas en la zona no navegable del Danubio, dentro del cauce del río, y que separadas a una distancia constante de 80 m, cubren aproximadamente unos 560 m de longitud de puente.

A pesar de su situación, su procedimiento constructivo se basó la utilización de medios terrestres para lo que fue necesario elevar la plataforma de trabajo hasta aproximadamente 4 metros por encima del nivel de terreno natural, quedando por encima de los niveles de cota de agua estadísticos, pero a cotas históricamente inundables. Durante la ejecución, esta cota fue rebasada en varias ocasiones por el nivel del río, obligando a la interrupción de los trabajos.

Con objeto de proporcionar una superficie de trabajo adecuada, se dispusieron en cada una de las pilas, un recinto cerrado de tablestacas metálicas de 12 metros de profundidad relleno con material granular hasta la cota de ejecución. Estos recintos quedaron conectados por un pedraplén de 7 metros de anchura que sirvió de vía de acceso durante los trabajos. Se dispusieron asimismo tubos bajo el terraplén para paso del caudal de agua.

El diseño de la cimentación consiste en la disposición en cada una de las pilas de 7 pilotes de 2**.000 mm de diámetro** y **de hasta 68 m de profundidad**, unidos por un encepado del que nace la pila.

Los condicionantes geotécnicos muestran un perfil del terreno natural muy similar al de accesos, sobre el que se asientan los rellenos efectuados para elevar la cota de trabajos.

El sistema de ejecución adoptado fue, al igual que en accesos, el de camisa perdida de hasta 28 m, hincada mediante vibrador hasta asegurar empotramiento en el estrato subyacente de arcillas, conjuntamente con el uso de lodos bentoníticos. Las camisas utilizadas fueron con aplomado y soldadura sobre punto de perforación, en tramos de hasta 13,5 m de longitud.

Debido a la proximidad entre los pilotes de cada pila y las estrictas tolerancias de situación, la aplicación de periodos de vibración largos conllevó una progresiva compactación del terreno de los estratos superiores. Esta progresiva compactación dificultó enormemente la hinca de las camisas hasta el estrato arcilloso, obligando en muchos casos a interrumpir la misma para proceder al vaciado por el interior, antes de reanudar su hinca.

FIGURA 19. Grúa trasladándose por la traza de CNN.

FIGURA 20. Trabajos en PB-1 de CNN.

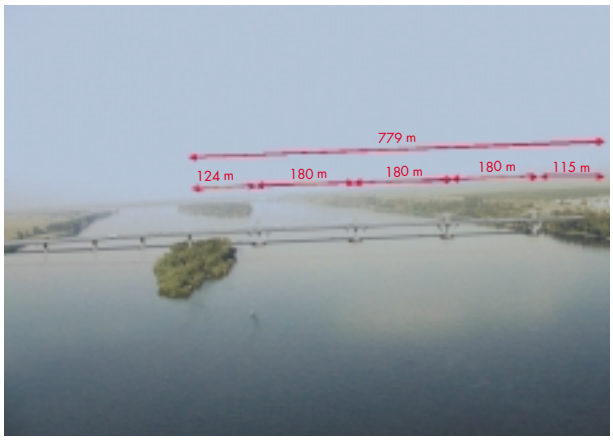

FIGURA 21. Recreación del puente en su zona de CN.

FIGURA 22. Vista de las pontonas de ejecución de trabajos CN.

Otro problema añadido consistió en el incremento de las torsiones ejercidas sobre el kelly durante la fase de perforación, dada la profundidad de perforación requerida (hasta 68 m), y que en algún caso, provocó la rotura de la sección de enganche de la herramienta, requiriendo operaciones para su rescate.

Las distancias a recorrer en la traza (560 m), las distintas operaciones con maquinaria específica para cada fase (encamisado, perforación, desarenado, armado y hormigonado) y las limitaciones de trabajo provenientes del método Statement, combinadas con el reducido espacio de trabajo y de circulación de la traza, obligaron a elaborar una detallada planificación para reducir en la medida de lo posible, los traslados a realizar entre pilas.

También necesitó de un cuidadoso estudio la ubicación de los depósitos arco de las centrales de lodos bentoníticos, de manera que se pudiesen atender los distintos requerimientos de cada punto de la traza, según las fases de ejecución en la que se encontraban. Se mantuvieron en todo momento un volumen de lodos utilizables de aproximadamente 500 m^3.

El equipamiento utilizado en esta fase de obra estuvo compuesto por 4 grúas de entre 50 y 120 Ton con sistemas rotativos RT3, kellys de fricción de hasta 24 m por camisa, herramienta de perforación y limpieza, tubería tremie de alto sellado y material de lodos con depósitos arco de hasta 300 m^3 cada uno.

La medición ejecutada en la fase de Canal no Navegable fue **aproximadamente de 3.200 m**, en la que se invirtieron **6 meses de tiempo efectivo de ejecución**, con equipos a turno simple, e incluyendo los meses de invierno con una climatología fuertemente adversa.

4.2.3. *Canal navegable*

Esta actuación contempla la ejecución de las pilas PB-9 a PB-12 situadas en la zona navegable del Danubio, cubriendo una longitud de 779 m (PB-8 a estribo A-3), con cuatro pilas separadas una distancia aproximada de 180 m entre cada una.

Debido a su situación, su procedimiento constructivo se baso en la utilización de medios marítimos, para lo cuál se dispuso una flota de embarcaciones compuesta por pontonas con sistemas de amarre ajustable (winches), remolcadores, plataformas de transporte de personal y equipos, así como barcos- depósito para suministro o almacenamiento de materiales.

La exigencias de planificación de la obra y la extensa duración de cada una de las fases de ejecución del pilote que no podían interrumpirse (armado y hormigonado), provocó la duplicación de medios (dos pontonas de ejecución trabajando simultáneamente) y la ampliación a doble turno de trabajo. Se funcionó con dos equipos completos de trabajo, las 24 horas del día, y con 6 días de trabajo por semana.

La fijación de las pontonas se realizó mediante amarre a "muertos" de hormigón depositados en posiciones específicas del lecho del río, y con sistema de rescate para su reposicionamiento o retirada definitiva según el avance de la obra.

Se dispusieron por cada pontona 2 grúas de 120 ton con un equipo de perforación RT3, vibrohincador de alta frecuencia y herramientas de perforación y lodos, así como tubería tremie de hormigonado de alto sellado. Ambas grúas eran totalmente intercambiables en funciones, previniendo así contratiempos debidos a averías durante alguna fase de ejecución.

El reducido espacio de movimiento dentro de la pontona obligó al planeamiento detallado de cada una de las fases de ejecución, y la secuencia de construcción a seguir dentro de cada pila, en especial, teniendo en cuenta los sistemas de suministros y vertidos a realizar (camisas, tierras, armaduras y hormigón).

El diseño de la cimentación se compone de un encepado único por pila, situado sobre **24 pilotes de 2000 mm de diámetro**, con profundidades variables **hasta un máximo de 80m**.

Los condicionantes geotécnicos en este caso presentan una estratificación compuesta por una lámina de agua de calado variable (entre 11 a 17 m), sobre una capa de arenas de espesor entre 2 y 9 m, situada sobre el estrato arcilloso compacto homogéneo, base del empotramiento de los pilotes.

El sistema de ejecución adoptado fue el de camisa perdida hincada mediante vibrador hasta asegurar empotramiento en el estrato subyacente de arcillas, conjuntamente con el uso de lodos bentoníticos.

Debido a las enormes complicaciones de soldadura sobre perforación, las camisas fueron suministradas de una pieza (soldadas en tierra), con longitudes de hasta 30 metros, permitiendo asegurar el empotramiento en el estrato de arcillas y salvar la lámina de agua, hasta cota superior de pilotaje. La tremenda longitud del conjunto vibrador y camisas, obligó a disponer pluma en las grúas de hasta 41 m para la maniobrabilidad requerida.

Debido a las estrictas tolerancias de situación permitidas, y la longitud de camisa exenta de terreno, la hinca de la entubación requirió del uso de una estructura de guía, que permitiese su correcto posicionamiento y alineación, así como proveer apoyo para resistir los esfuerzos transversales transmitidos por la corriente durante la hinca.

FIGURA 23. Vista de suministro de camisa metálica en CN.

FIGURA 24. Vista de herramienta durante la fase de perforación.

La falta de puntos de referencia fijos en las pontonas obligó a la asistencia topográfica exhaustiva durante el tiempo del proceso de encamisado, a parte de mantener las comprobaciones previas de cada fase (perforación, armado y hormigonado) ya previstas como procedimiento de control. Debido a la variabilidad de las condiciones climatológicas de la zona del río, se optó por el sistema de GPS para el control de situación, con ratificación posterior mediante métodos de topografía clásicos de mayor precisión.

Para la fase de perforación se utilizaron kellys de fricción de hasta 28 metros de longitud (por camisa), dado el incremento de profundidad sobre los pilotes diseñados hasta el momento. Al igual que en la fase de canal no navegable, las enormes torsiones producidas provocaron dos casos de rotura de la inserción del kelly en los cazos, con rescates de herramienta hasta 40 m de profundidad.

El vertido de las tierras proveniente del pilote se realizó de forma directa sobre cangli-depósito situado en el radio de acción de la máquina perforadora.

La variabilidad de la cota de río supuso asimismo un problema durante la fase de perforación. Los bajos niveles en algunos periodos (especialmente en verano) provocaron que, en buena parte de los casos, las camisas debieran ser cortadas para posibilitar el acceso de la herramienta de perforación, obligando incluso en algún caso, a realizar dos cortes debido al rápido descenso del nivel. Estos tramos cortados debieron ser soldados de nuevo para reanudar las fases de desarenado, armado y hormigonado.

Estas fases requerían de la accesibilidad del personal a cota de terminación de pilote desde un nivel de pontona, que sufría variaciones de hasta 7 m de altura. Se buscó por tanto, independizar la superficie de trabajo mediante una plataforma circular acoplable, afianzada a la camisa, y con línea de vida para prevenir posibles caídas del personal al agua.

Debido a la necesidad de almacenamiento de altos volúmenes de lodos bentoníticos, fueron aprovechadas las bodegas de la pontona, ofreciendo una solución adecuada también para el lastrado y nivelación de la misma. Para el caso de la pontona que no disponía de bodegas aptas para su utilización, se situó de forma permanente un cangli que realizó las labores de suministro.

El aumento de la densidad de armadura en cabeza de pilotes de esta fase, incrementó exponencialmente las dificultades de armado, esencialmente en la consecución de los solapes, donde la combinación de los mas de 20 grupos de barras de hasta 4 unidades de 40 mm de diámetro y cercos de 16 mm cada 10 cm ofrecían una fuerte resistencia al acoplamiento.

FIGURA 25. Vista de plataforma de trabajo y armado de pilote en CN.

FIGURA 26. Carga de camiones hormigonera en plataforma.

FIGURA 27. Vista de pilotes una vez finalizada la pila en CN.

Esta elevada densidad de armadura obligó a extremar los cuidados durante el finalización de los pilotes de manera que se garantizase la correcta distribución del hormigón.

El conjunto de la armadura presentaba en algunos casos hasta 35 toneladas de peso, obligando a aumentar las estructuras de apoyo en la camisa, y tener especial control en la alineación y soldadura de las asas de cuelgue suministradas.

Asimismo, las bajas temperaturas registradas durante algunos de los meses invernales, causaron serias complicaciones debido a las condiciones mínimas de garantía para la ejecución de trabajos de soldadura. En este caso, hubo que disponer medios para proporcionar protección frente a la lluvia y un ambiente de temperatura controlado para efectuar los trabajos.

El procedimiento de hormigonado adoptado tenía en consideración lo crítico de la fase una vez comenzada. Durante toda la obra se aseguró la existencia de un sistema alternativo de carga y una planta de hormigón complementaria, para resolución de cualquier posible contingencia.

El suministro de hormigón fue realizado por plataformas marítimas empujadas por remolcadores, en las que se transportaban hasta la zona de la pontona, camiones hormigonera acompañadas de una bomba-grúa. Los altos volúmenes de hormigón necesarios en cada pilote (hasta 280 m^3 en algún caso) requerían de viajes y cargas sucesivas hasta su finalización.

El camino prioritario de carga fue en todo momento a través de la plataforma de acceso a las pilas del canal no navegable, donde se creó un muelle cargadero que permitía el acceso de tráfico rodado a las plataformas marítimas. En previsión de posibles incidencias que imposibilitasen ese acceso (bien por la cota de río o por accidentes) se mantuvo siempre habilitada una posibilidad de carga alternativa mediante el uso de medios de elevación previstos en la zona de situación de las plantas de hormigonado.

Cabe destacar que con este sistema, se obtuvieron ritmos de suministro de hormigón superiores a los 30 m^3/hora.

La medición ejecutada en la fase de Canal Navegable fue **aproximadamente de 6.900 m**, en la que se invirtieron **6,5 meses de tiempo efectivo de ejecución**, con 2 equipos a doble turno, e incluyendo los meses de invierno con una climatología fuertemente adversa.

5. CONCLUSIONES

A lo largo de los más de 2 años que la obra estuvo en desarrollo en su fase de cimentación, se ejecutaron más de 24.000 ml en los que se encontraron fuertes dificultades tanto del medio (climatología, variabilidad de cota del río, etc.) así como las intrínsecas de las fuertes exigencias técnicas y de calidad del proyecto (tolerancias máximas, longitudes de pilote, altas densidades de armadura de los pilotes, etc.).

La extrema dificultad de ejecución en los más de 6900 ml de pilotes in situ del canal navegable del río, supusieron un auténtico reto tecnológico debido a la combinación de la gran profundidad de los pilotes (hasta 80 metros), las estrictas tolerancias permitidas (1/75 en alzado y 3,5% en planta) y en especial, las dificultades inherentes al uso de medios marítimos, tanto por su falta de estabilidad y referencias, como por la complicación de los correctos suministros.

Asimismo, el estricto programa de obra obligado tanto por los plazos, como por las extremas temperaturas de las fases invernales, obligo a la disposición durante la obra de un alto número de equipos y personal especializado en la amplia gama de trabajos realizados (pilotes in situ, pilotes prefabricados, inyecciones). Con estas premisas, TERRATEST llegó a disponer en obra de forma simultánea 8 grúas de hasta 120 toneladas, 2 equipos de perforación rotativos, 3 sistemas de perforación RT3, un equipo de hinca de pilotes, 3 vibradores de alta frecuencia, y una plantilla compuesta por hasta 45 personas.

Las obras, que comenzaron en sus primeras pruebas en junio de 2008, se pudieron dar por concluidas a nivel de cimentaciones en julio de 2010, con 2 años de trabajo interrumpido en varias ocasiones por las fases invernales de 2008 y 2009, así como diversas inundaciones acontecidas en la primavera y veranos de 2009 y 2010. Esto solo pudo lograrse gracias a la excelente coordinación y colaboración alcanzada con FCC (contratista principal) durante todas las fases de la obra.

El alto número de personal y equipos necesarios, la amplia gama de trabajos realizados, el enorme esfuerzo de control de calidad y caracterización del terreno, combinado con las tremendas dificultades climatológicas que hubo que vencer y que la complejidad del proyecto ofrecían, hacen de esta obra un buen referente para futuros retos en la ejecución de trabajo geotécnicos.