

LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE DE LOS SANTOS SOBRE LA RÍA DEL EO

Hugo CORRES PEIRETTI

Dr. Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Presidente
hcp@fhedor.es

Alejandro PÉREZ CALDENTEY

Dr. Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe Departamento I+D+i
apc@fhedor.es

José ROMO MARTÍN

Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Vice Presidente
jrm@fhedor.es

Javier LEÓN GONZÁLEZ

Dr. Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Dir. Técnico DIME
jlq@fhedor.es

Francisco PRIETO AGUILERA

Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe Departamento DIME
fpa@fhedor.es

Julio SÁNCHEZ DELGADO

Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe de Equipo
jsd@fhedor.es

Diego SISI MAESTRE

Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto
dsm@fhedor.es

Ariel ESPECHE

Ingeniero Civil
Univerddad Politécnica de Madrid
Doctorando
ade@he-upm.com

Ignacio GARCÍA-ARANGO

Ingeniero de Caminos
Ministerio de Fomento
Jefe de Demarcación (Asturias)
iarango@fomento.es

Resumen

En este artículo se describen los aspectos más importantes del proyecto de ampliación del Puente de Los Santos que da respuesta a la necesidad de ampliar el ancho del tablero de esta estructura (de 600 metros de longitud y vanos de 150 metros) de 12.00 a 24.60 metros, sin recurrir a una estructura independiente. La idea fundamental que subyace detrás de este proyecto es la de aprovechar la estructura existente suministrando el mínimo refuerzo necesario. Esta idea ha permitido unos ahorros muy importantes en términos de cote material, y ha supuesto un gran reto desde el punto de vista del diseño estructural.

Palabras Clave: refuerzo, ampliación, deformaciones impuestas, pretensado exterior, estructura metálica.



Fig. 1 Vista general del Puente de Los Santos antes del inicio de las obras de ampliación y con las obras avanzadas

1. Introducción

El Puente de Los Santos es una estructura de 5 vanos situada en el norte de España en la frontera entre las Comunidades Autónomas de Galicia y Asturias sobre la ría del Eo. El puente, cuya longitud total es de 600 metros, fue construido por la técnica de avance en voladizos sucesivos a mediados de los años '80. Actualmente está siendo reformado con objeto de duplicar su capacidad. Una de las mayores dificultades del proyecto viene dada por la necesidad de mantener el tráfico durante la construcción, puesto que no existen otras alternativas de cruce de la ría razonables.

Cuando FHECOR Ingenieros Consultores estudió la ampliación del puente, se llegó a la conclusión de que era posible utilizar la capacidad resistente de la estructura existente aumentando el canto de zapatas y encepados y reforzando el tablero mediante pretensado exterior y estructura metálica. Esta solución se reveló como mucho más ventajosa desde el punto de vista del coste material respecto de soluciones previas basadas en la construcción de una estructura independiente.

Aunque el diseño de la estructura existente era muy ajustado, posiblemente como consecuencia de los tiempos de penuria económica en los que fue construida, se concluyó que era posible resistir la carga adicional con un refuerzo mínimo recurriendo para ello a un análisis profundo de los problemas estructurales y a la utilización de distintos mecanismos resistentes.

Las obras de ampliación se están desarrollando actualmente. La empresa constructora es DRAGADOS (Jefe de Obra: Oscar Domínguez) que cuenta con la asistencia técnica de FHECOR Ingenieros Consultores. La propiedad corresponde al Ministerio de Fomento representado por I. García-Arango. El proyecto de construcción fue supervisado por APIA XXI.

A continuación se dan algunos detalles del diseño y del proceso constructivo.

2. Descripción de la estructura existente

El Puente de los Santos sobre la ría de Eo es una estructura de dimensiones imponentes. La longitud total, de 600 metros, está dividida en 5 vanos de luces $75.00-3 \times 150.00-75.00$ m. La construcción se hizo por voladizos sucesivos en los años '80. El ancho del tablero es de 12.00 metros y el canto varía entre 7.50 metros en las secciones de pilas a 3.00 metros en centros de vanos y estribos. La sección transversal del tablero es una sección cajón clásica con almas verticales de 0.48 m de espesor y una losa inferior cuyo canto varía entre 0.20 m en centros de vano hasta 1.25 m en las secciones de apoyos.

Sobre los apoyos en pilas, en el interior del cajón, se sitúan los diafragmas de apoyos que están constituidos por pantallas de hormigón inclinadas formando una célula triangular que permite transmitir los momentos desequilibrados del tablero a los fustes de la pila.

Las cuatro pilas están formadas por dos pantallas cada una de sección rectangular rematadas por biseles triangulares, de 7 metros de ancho por 2.00 metros de canto. La separación entre pantallas es de 8.00 metros a ejes.

Las dos pilas centrales están cimentadas sobre encepados de 12 pilotes de 2.00 metros de diámetro cuyas dimensiones son de 21.00×15.00×3.00 m. Las pilas laterales por su parte, se diseñaron con una cimentación directa mediante zapata de unas dimensiones de 20.00×12.00×3.00 m. En el caso de la pila 4 sin embargo, se dispusieron finalmente 12 pilotes cortos apoyados en un macizo de suelo inyectado con cemento debido a problemas detectados durante la construcción, manteniendo las dimensiones en planta y aumentando el canto de 3.00 a 3.25 m.

Para mayor información sobre la estructura existente se puede consultar la referencia [1].

Antes de iniciar los trabajos de ampliación, se llevó a cabo un estudio preliminar para determinar las condiciones relativas a la durabilidad de la estructura con objeto de valorar la viabilidad de la operación de ampliación. Los resultados de este estudio fueron positivos y se concluyó que la vida útil remanente del puente era adecuada.

3. Concepción estructural

En la figura 2 se muestra el concepto estructural de la propuesta de refuerzo de la capacidad del puente. El refuerzo incluye los siguientes elementos:

- Construcción de una tercera alma a la cual se transferirán las nuevas cargas
- Jabalcoes metálicos apoyados en traviesas unidas a la nueva alma con objeto de soportar los nuevos carriles de tráfico
- Pretensado exterior dentro de la sección del tablero
- Diafragmas nuevos en el interior de la sección cajón con el objetivo de desviar los tendones de pretensado exterior y reducir la distorsión
- Un cajón metálico/mixto longitudinal adosado a la cara inferior del tablero y conectado a la tercera alma mediante barras pretensadas y armadura pasiva
- Refuerzos de las riostras de pilas mediante barras pretensadas.
- Aumento del canto de las cimentaciones

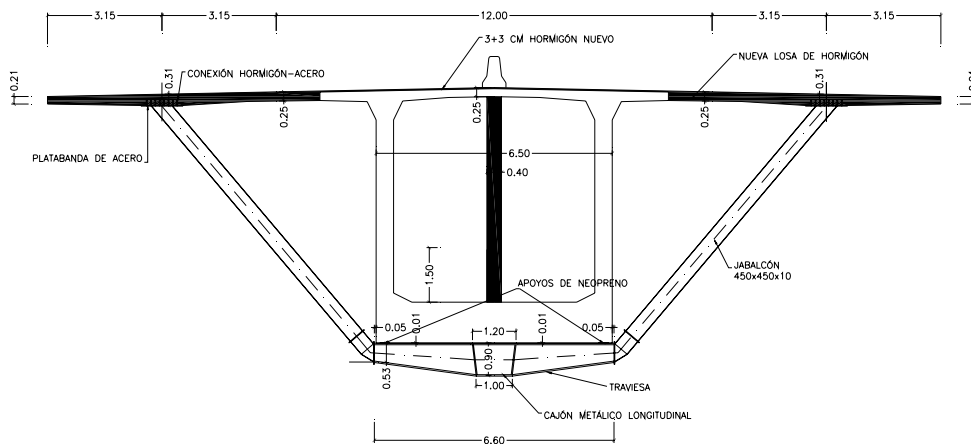


Fig. 2 – Concepción estructural de los elementos de refuerzo del tablero (sección transversal)

En los párrafos siguientes se discuten los principales aspectos del proceso de diseño de los distintos elementos que forman esta propuesta de refuerzo.

4. Refuerzo de las cimentaciones

Como se indicó en el apartado 2, las dos pilas centrales están cimentadas sobre pilotes profundos mientras que las dos exteriores se cimentan a menor profundidad sobre el lecho rocoso (mediante pilotes cortos en el caso de la pila 4). Desde el punto de vista de las condiciones portantes del suelo, las prospecciones geotécnicas demostraron que el

subsuelo tenía suficiente capacidad para absorber las cargas adicionales debidas a la ampliación de los voladizos del tablero y los nuevos carriles de tráfico. Sin embargo, era necesario reforzar las zapatas y los encepados debido a que su capacidad resultaba estricta para la condición de cargas previa a la ampliación.

La primera propuesta hecha por FHECOR Ingenieros Consultores fue un simple aumento del canto de las cimentaciones mediante el hormigonado de un sobre-espesor que permitiría a la armadura existente, trabajando con el canto total absorber las nuevas cargas. Se verificó la capacidad de la interfaz hormigón existente/hormigón de refuerzo para confirmar la posibilidad de transmitir las nuevas cargas mediante un mecanismo de cohesión/fricción. Con objeto de garantizar que la superficie fuera rugosa los paramentos del hormigón existente se trataron como se muestra en la figura 3, que corresponde a una vista de la zona inferior de las pilas en la cual se aprecia el espacio entre las dos pantallas. En la misma fotografía, en la parte posterior, se aprecia también la estructura metálica correspondiente al recinto estanco que permitió trabajar sin influencia de las mareas.



Fig. 3. Vista del espacio entre dos pantallas. Se aprecian las superficies de hormigón tratadas para aumentar la rugosidad.

La primera idea de limitar el refuerzo de las pilas a un recrecido de las zapatas/encepados tuvo que ser abandonada en el caso de las pilas 1 y 4 porque que la inspección submarina de las mismas reveló que el hormigón se había deteriorado seriamente debido a una ejecución defectuosa en la cual se utilizó una técnica, novedosa para la época, pero insuficientemente contrastada. Esta circunstancia llevó a un rediseño del refuerzo de las pilas laterales mientras que la idea inicial se mantuvo en las centrales. En el primer caso se proyectó una zapata de 3.00 metros de canto, diseñada para resistir la totalidad de las solicitudes, hormigonada por encima de las zapatas existentes y conectada a la pila mediante pretensado. Para materializar esta conexión, fue necesario ejecutar 5 taladros en los fustes de las pilas existentes. La figura 4 muestra una fase de las operaciones de ejecución de los taladros y la figura 5 el aspecto final de la nueva cimentación.



Fig. 4. Refuerzo de las cimentaciones de las pilas laterales. Ejecución de taladros.



Fig. 5. Aspecto final de la zapata pretensada de la pila 1.

5. Análisis de las pilas

Para comprobar las condiciones de servicio de las pilas, un aspecto particularmente importante en este caso debido al ambiente marino en el que se encuentra la estructura, se llevó a cabo un análisis no lineal. Este tipo de análisis fue necesario debido a que la cuantía de armadura dispuesta es muy estricta y los efectos de las deformaciones impuestas muy importantes. Este último punto se debe a que cada vano funciona básicamente como una viga biempotrada cuyo empotramiento se materializa mediante compresión en uno de los fustes y tracción en el otro. Se trata por lo tanto de una configuración muy rígida y, por lo tanto, sensible a las deformaciones impuestas.

El análisis no lineal se llevó a cabo utilizando el módulo MatNL del programa FH desarrollado por FHECOR Ingenieros Consultores. En la figura 6 se muestra el valor de la tensión de tracción en las armaduras de las pilas obtenido según 3 tipos de análisis distintos:

- Análisis 1: determinación de esfuerzos mediante análisis lineal de la estructura con rigideces brutas y determinación de la tensión en las armaduras mediante análisis no lineal a nivel de sección (fisuración del hormigón).
- Análisis 2: determinación de esfuerzos mediante análisis lineal de la estructura suponiendo una rigidez a flexión reducida a 1/3 de la rigidez bruta y determinación de la tensión en las armaduras mediante análisis no lineal a nivel de sección (fisuración del hormigón).
- Análisis 3: Análisis no lineal a nivel estructural y seccional.

Como puede verse, la suposición de una reducción de la rigidez a flexión a 1/3 del valor de la sección bruta da lugar a unos resultados razonables en este caso y quedan del lado de la seguridad cuando las deformaciones impuestas empiezan a ser importantes (más de 0.15 mm/m).

Debe señalarse también que las deformaciones debidas a la temperatura son mucho menores que el máximo valor mostrado en la figura que corresponde a 0.58 mm/m y puede considerarse que dicho valor incluye el efecto de las deformaciones reológicas cuyo impacto en la tensión de las armaduras es mucho menor proporcionalmente debido a la relajación de tensiones que induce la fluencia (cargas lentas). Queda claro también que si no se considera la fisuración del hormigón en la determinación de los esfuerzos se obtienen unas tensiones muy poco realistas.

Para deformación impuesta nula se observa el efecto de las cargas gravitatorias.

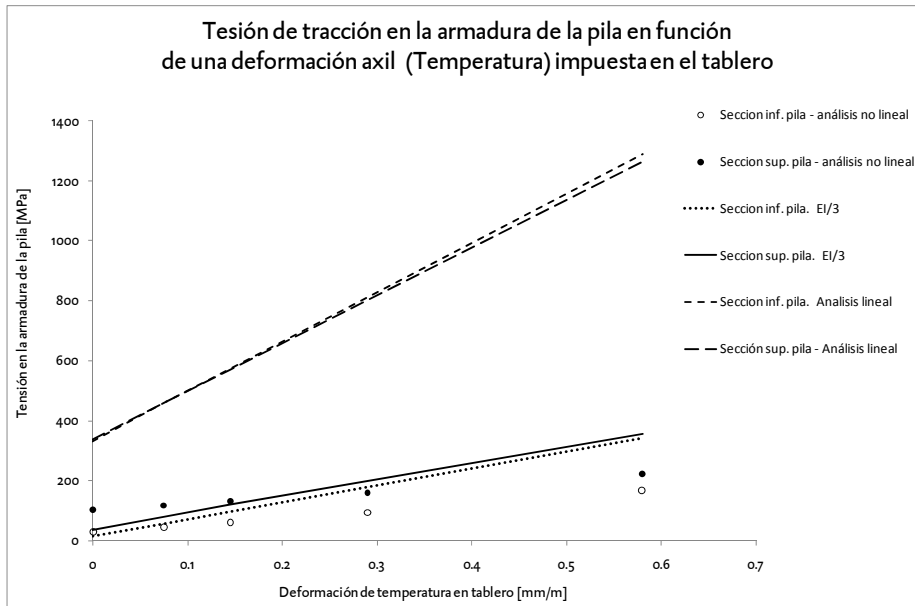


Fig. 6. Tensión de tracción en la armadura de las pilas en función de la deformación impuesta en el tablero (cálculo lineal, cálculo con rigidez a flexión reducida y análisis no lineal)

6. Ampliación y refuerzo del tablero

Como se indicó anteriormente, fue necesario reforzar el tablero existente para poder resistir las cargas adicionales. El refuerzo propuesto se concreta en tres elementos: hormigonado de un alma adicional en el interior del tablero, conexión de esta alma a una sección mixta situada en la cara inferior del tablero y refuerzo del tablero mediante la ejecución de un pretensado exterior situado dentro del cajón.

6.1 Conexión de la losa nueva del voladizo al tablero existente

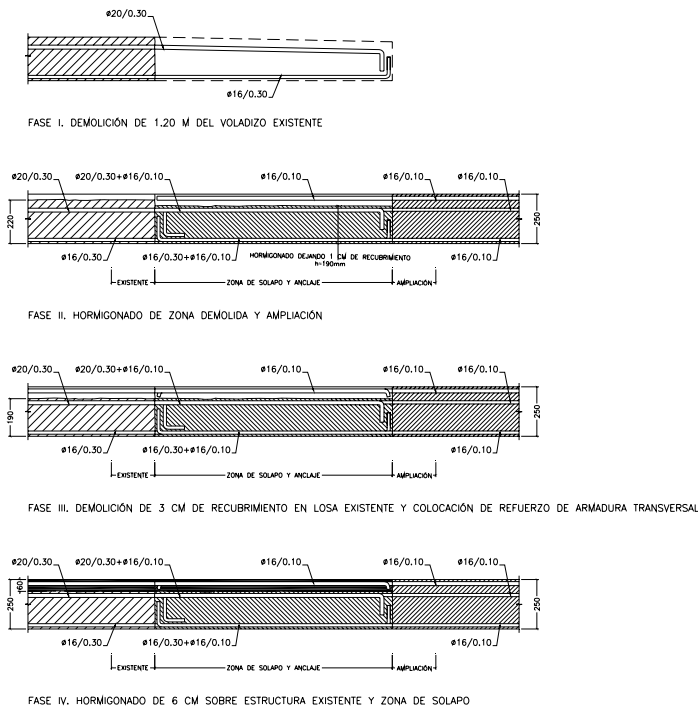


Fig. 7. Fases de construcción de la conexión entre la losa existente y la losa del voladizo ampliado.

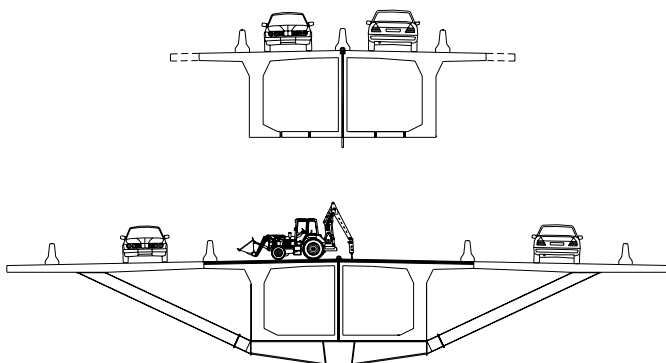


Fig. 8 – Dos fases del proceso constructivo que permite la ejecución de la ampliación de la losa y la conexión de esta ampliación al tablero existente. El tráfico se mantiene durante todo el proceso.

La ampliación del tablero se lleva a cabo mediante una losa de hormigón armado que se ejecuta *in situ* y se conecta a la losa existente. Esta losa se apoya sobre un jabalcón metálico de sección tubular cuadrada cuya carga se transmite, mediante traviesas metálicas a la nueva alma hormigonada en el interior del tablero.

Para conectar la losa nueva con la existente, se propone el siguiente procedimiento. El tráfico se limita a un carril estrecho por sentido dejando una zona de trabajo libre en la parte central en primer lugar (fase 1) y, posteriormente en la zona de borde de los voladizos (fase 2). Ello permite ejecutar los taladros verticales en las losas superior e inferior que permiten disponer la armadura de la nueva alma y los anclajes de las traviesas (fase 1) y, a continuación demoler 1.20 metros de la losa existente en la zona final de los voladizos (fase 2 - ver parte superior de la figura 8). La nueva losa del voladizo se hormigona con un espesor de 0.25 m, excepto en la zona de solapo donde su espesor se reduce en esta fase a 0.19 m como se muestra en la fase II de la figura 7. Una vez ejecutada la ampliación de los voladizos, el tráfico se traslada a esta zona (ver parte inferior de la figura 8). Se trata de una situación crítica puesto que el tablero debe resistir la componente de tracción horizontal, que generan los jабalcones y que alcanza su valor máximo debido a la situación de los carriles de tráfico provisionales, con la armadura original de la estructura. Ello sólo es posible si esta componente horizontal se puede distribuir en un ancho de tablero equivalente a la distancia entre jабalcones. A estos efectos se ha propuesto el modelo de bielas y tirantes que se muestra en la figura 9. La idea es que la fuerza horizontal del jабalcón (de casi 3000 kN) se difunda en primer lugar hacia el extremo del voladizo y se equilibre mediante la armadura situada en todo el ancho de la losa. Para que este modelo funcione adecuadamente, es necesario disponer una armadura longitudinal suficiente en el extremo del voladizo.

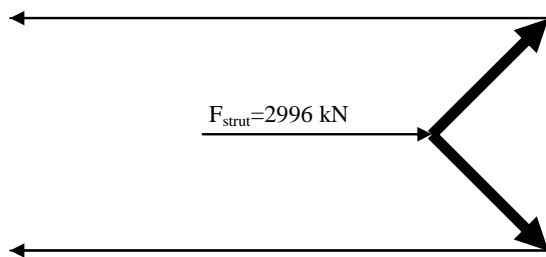
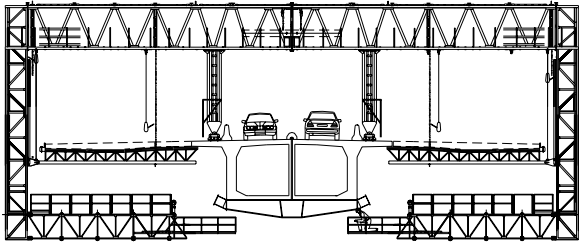


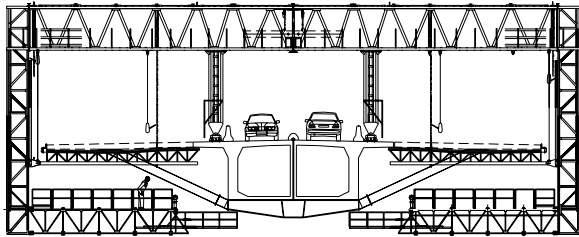
Fig. 9. Modelo de bielas y tirantes que muestra cómo la componente horizontal de los jабalcones puede ser resistida por la armadura de la estructura existente mediante su difusión en un ancho importante. Para equilibrar los nudos exteriores del modelo, es necesario contar con una armadura longitudinal (paralela al eje de la estructura).

El paso del tráfico por el nuevo voladizo es necesario en esta fase con objeto de poder terminar la ejecución de la conexión entre los hormigones de la estructura existente y de la ampliación. En esta fase se demuelen 3 cm de la parte superior del tablero existente, se dispone una armadura de refuerzo y se hormigona una nueva capa de 6 cm de espesor correspondientes a los 3 cm demolidos más 3 cm de aumento en el canto de la losa. Para compensar este aumento en el peso, en la ampliación del voladizo se utiliza un hormigón ligero.

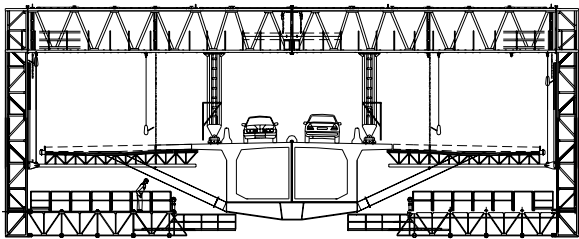
Para la puesta en obra de la estructura metálica y el hormigonado de la nueva losa resulta necesario un encofrado móvil como el que se muestra en las figura 10. En la figura 11 se muestra la colocación de una de las traviesas que soportan los jабalcones.



SUBFASE - BA



SUBFASE - BB



SUBFASE - BC

Fig. 10. Encofrado Móvil (Concepto de DRAGADOS)



Fig. 11. Colocación de la estructura metálica (Travesía)

6.2 Pretensado Exterior

Uno de los aspectos más delicados del proyecto corresponde al diseño del anclaje del pretensado exterior en los diafragmas de pilas existentes. Ello es debido a que la ejecución de los taladros necesarios en los diafragmas triangulares de las pilas para pasar y anclar el pretensado exterior suponen dañar de forma muy significativa la armadura dispuesta en las pantallas inclinadas. Esta armadura es, por otra parte, necesaria para transmitir las fuerzas debidas a cargas desequilibradas aplicadas sobre el tablero a los fustes de las pilas. Con objeto de compensar esta pérdida de capacidad resistente se proyectó un pretensado vertical muy potente situado sobre el alma central, como se muestra en la figura 13.



Fig. 12. Vista del pretensado exterior atravesando un diafragma pensado para limitar la distorsión del tablero.

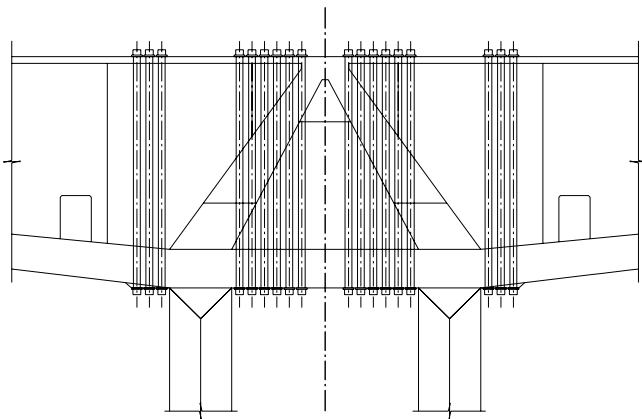


Fig. 13. Pretensado vertical en la sección de apoyos para compensar la pérdida de armadura en las células triangulares por la ejecución de taladros necesarios para anclar el pretensado exterior.

7. CONCLUSIONES

El proyecto de ampliación del Puesto de Los Santos, descrito brevemente en este artículo, ha supuesto un importante reto desde el punto de vista de la ingeniería estructural. Mediante la consideración de los distintos mecanismos resistentes de la estructura ha sido posible una reducción considerable en términos de coste material respecto de soluciones previas. El camino hacia la solución final ha sido el resultado de una discusión enriquecedora entre ingenieros especialistas en proyectos e ingenieros especialistas en construcción y ha requerido la inversión de una gran cantidad de energía para filtrar las ideas y pensar y mejorar las distintas propuestas que han ido surgiendo. También ha sido un camino accidentado con problemas constructivos que han incluido desde unas condiciones sorprendentemente

pobres de las cimentaciones a fallos en los tendones de pretensados por problemas del material y quizás más sorpresas aún por descubrir. Sin embargo, al final del camino un proyecto como éste encierra la esencia de la ingeniería estructural que supone hacer posible un objetivo muy condicionado, en este caso por la estructura existente, dando lugar a un resultado con una cierta belleza, además de una clara utilidad.

8. RECONOCIMIENTOS

Los autores de este trabajo desean reconocer las importantes contribuciones hechas al diseño por el personal de la Oficina técnica de DRAGADOS (M. Martín Pardina, L.M. Viartola y L. Peset).

9. BIBLIOGRAFÍA

García-Arango Cienfuegos-Jovellanos, I. "Puente de Los Santos: Cruzar la Ría"