

## **Estructuras de hormigon singulares** **Innovative concrete structures**



**Hugo Corres<sup>1</sup>**

### **RESUMEN**

En este artículo se presentan tres obras, un edificio, un puente y una rehabilitación. En todas ellas el hormigón estructural ha jugado un papel protagonista. Todos estos proyectos presentan ideas más o menos innovadoras. Todos ellos han permitido al autor y a su equipo entender, idear, diseñar, estimar, nada más que lo suficiente, y llevar adelante soluciones estructurales que parten de la creación humana.

### **PALABRAS CLAVE**

Hormigón estructural, edificios altos, puentes, rehabilitación.

<sup>1</sup> Prof. Dr. Dr. Hc. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. C/Barquillo 23, 2º - 28004 MADRID – SPAIN Phone: +34917014460, Fax: +34915327864, Email: hcp@fhecor.es. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.

## **1. INTRODUCCION**

Las condiciones contextuales han cambiado mucho en los últimos años.

Por un lado, ha habido una gran mejora de los materiales estructurales disponibles, han evolucionado de forma extraordinaria los medios de construcción, quizá este campo es el que más se ha avanzado, y se han mejorado los medios disponibles para el cálculo.

Por otro lado, los retos que se presentan a los ingenieros estructurales son cada vez mayores. Los edificios altos han multiplicado por dos o más, en altura en las últimas décadas, y el hormigón estructural que no jugaba un papel predominante en este tipo de estructuras se ha transformado en un material de uso obligado. Hemos aumentado el patrimonio de infraestructuras, de forma logarítmica en las últimas décadas, especialmente en nuestros países España y Portugal. Los tiempos de construcción, muy condicionadas por las condiciones de rentabilidad que se imponen, se han reducido a niveles extraordinarios. Las dificultades constructivas han aumentado, especialmente en edificación, debido a la mayor complejidad de los edificios que se proponen.

El resultado es que hemos tenido muchas oportunidades, hemos aprovechado algunas y, fundamentalmente hemos tenido aciertos y cometido errores. Es tiempo para el balance, es tiempo para la reflexión.

Según la opinión del autor solo en pocas ocasiones se ve ingeniería reflexiva, ingeniería de ideas. La mayoría de las veces se repiten soluciones tradicionales, desperdiciando las nuevas posibilidades que ofrece la tecnología actual. Muchas, muchísimas veces, y especialmente en edificación solo se ve una ingeniería que sale de modelos complicados, una ingeniería en tecnicolor, que solo es válida en la pantalla de un ordenador.

El autor de este trabajo aboga por la ingeniería de las ideas, que ha dado lugar a tantas obras impresionantes desde el panteón de Roma hasta las de nuestros antecesores cercanos, Torroja, Cardoso, etc.

En este trabajo se presentan tres obras, que permiten reflexionar sobre todos estos temas.

## **2. EDIFICIOS ALTOS. TORRE DE CRISTAL**

Durante las últimas décadas del siglo XX y muy especialmente en los primeros años de este Nuevo siglo, el XXI, ha surgido una nueva y excitante explosión de nuevas propuestas de edificios altos. La velocidad de aumento de la altura en este último tiempo se ha multiplicado casi por tres. Mientras que la altura máxima al final del siglo XX era del orden de 500,00 m actualmente hay proyectos con alturas que superan los 1200,00 m de altura. El hormigón estructural ha cobrado nuevo protagonismo en un campo que, hace pocas décadas estaba limitado al acero estructural.

En Madrid se está terminando la construcción de cuatro torres de aproximadamente 250,00 m. La Torre de Caja Madrid, proyecto del arquitecto Norman Foster, la Torre Sacyr Vallehermoso, proyecto de los arquitectos Rubio y Alvarez-Salas, la Torre de Cristal de Cesar Pelli y la Torre Espacio de Pei. En todas ellas se ha utilizado de forma masiva el hormigón estructural, en diferentes formas, in situ o prefabricado, con diferente densidad, normal y ligero, con diferentes resistencias, hasta 120 MPa, y con distintas condiciones de trabajabilidad, normal o autocompactable, armado pretensado, postesado, adherente o no adherente y soluciones mixtas.



Figure 1 – Diferentes vistas de las cuatro torres de Madrid.

En la Torre de Cristal, que se describe parcialmente, es un edificio de oficinas de 270,00 m de altura desde cimentación y 250,00 m sobre rasante. Tiene 6 sótanos, 5 plantas mecánicas y 46 plantas de oficina.

El edificio es propiedad de Mutua Madrileña, el diseño arquitectónico corresponde al equipo de Cesar Pelli, el proyecto de la estructura es de OTEP Internacional y la construcción de la estructura fue realizada por Dragados con el apoyo técnico de FHECOR Ingenieros Consultores. [1], [2], [3].

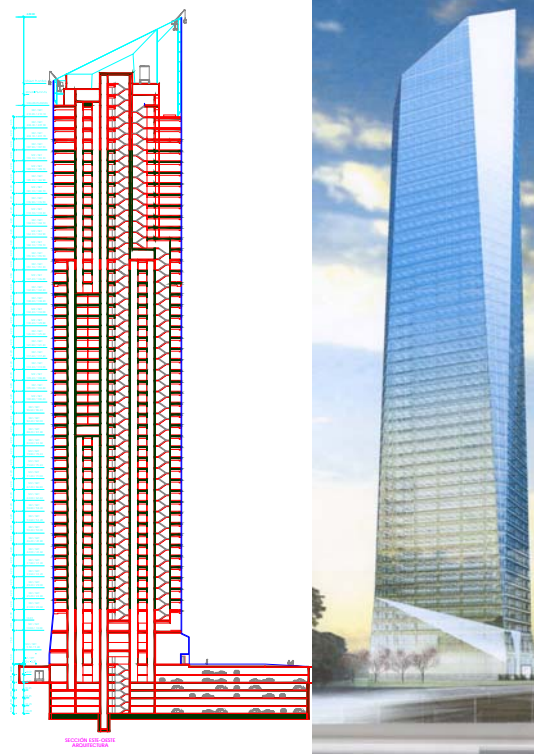


Figura 2. Sección longitudinal e imagen virtual de la Torre de Cristal

En este caso la cimentación está constituida por módulos de pantallas sobre los que se ha planteado una losa de gran espesor.

Para resolver el hormigonado de este elemento, de gran densidad de armadura, se ha utilizado hormigón autocompactable.



Figura 3 - Losa de cimentación de la Torre de Cristal de Madrid. Vista general y arranque de uno de los pilares mixtos.

El núcleo central estaba resuelto con elementos de hormigón de espesor variable con la altura, empezando con espesores de 1,00 m.

En los pilares perimetrales de la Torre de Cristal, que trabajaban fundamentalmente a compresión, se han utilizado pilares mixtos de sección exterior constante de 0,95 m de diámetro, con hormigón autocompactable H-45 y con perfiles de dimensiones decrecientes con la altura. En las plantas inferiores los perfiles eran tipo HD de acero HISTAR S 460 y con espesores de hasta 120 mm.

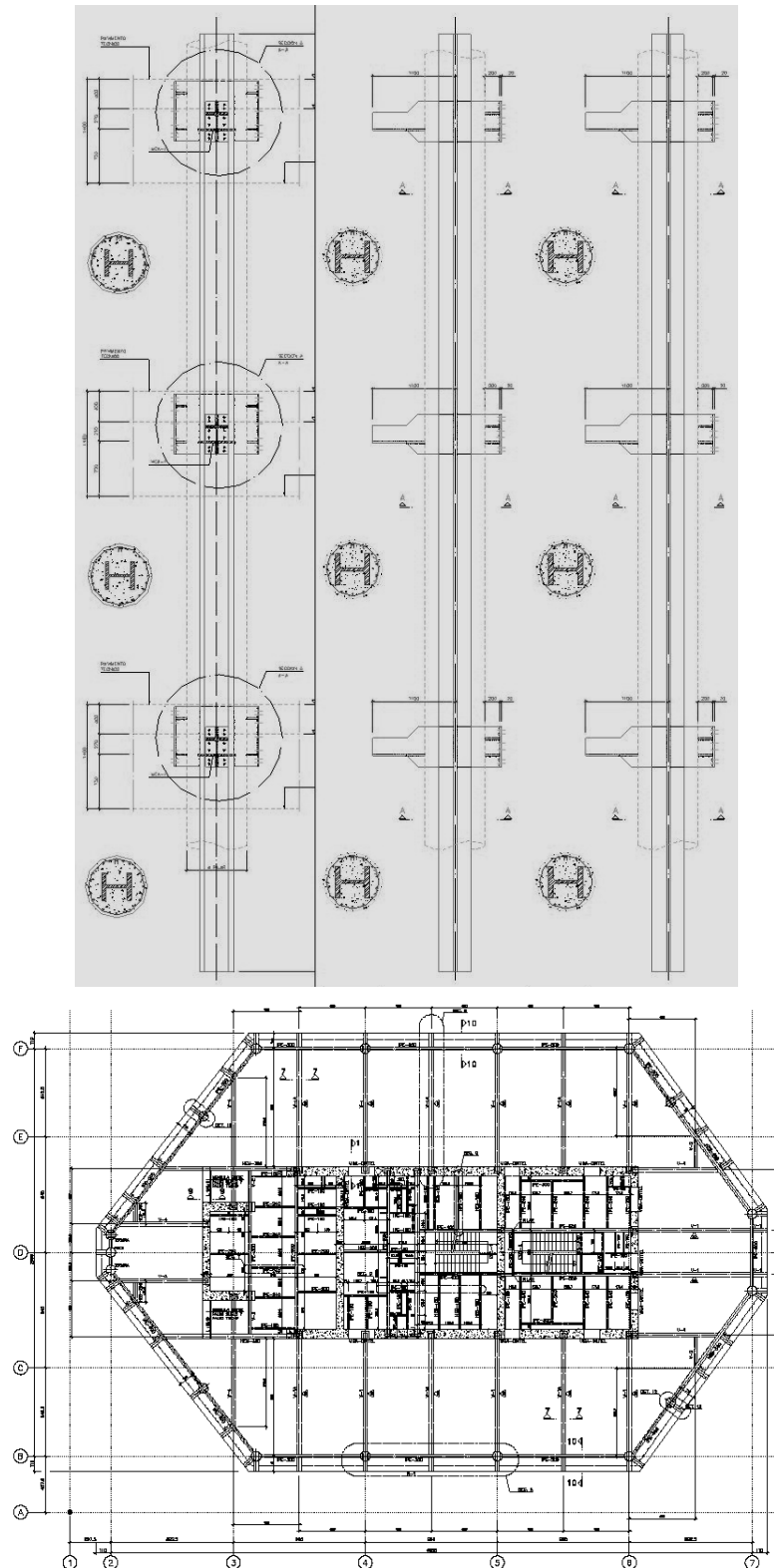


Figura 4 – Planta de la estructura de la Torre de Cristal de 250,00 m de altura. Secciones transversales de los pilares mixtos utilizados.

Debido a los espesores tan importantes de los perfiles y a la necesidad de acelerar al máximo la construcción, los perfiles metálicos están unidos por contacto, trabajaban solo a compresión y por contacto. Para soportar las tracciones debidas a flexiones locales, solo se cuenta con la armadura pasiva perimetral.



Desde el punto de vista constructivo ha sido necesario desarrollar un sistema de construcción adecuado de los tramos metálicos, que garantizara unas condiciones geométricas de planeidad y perpendicularidad que minimizara problemas de contacto entre dos tramos de perfiles. Los pilares metálicos se fabricaban con tres alturas y se subían a su posición final con la armadura instalada. El hormigón autocompactable, minimizaba los problemas de hormigonado, dada la densidad de armadura y la presencia del perfil en el interior. En este caso la resistencia necesaria para el hormigón no era demasiado exigente, H-45. En alguna de las otras torres, con pilares mixtos de este tipo pero perfiles más pequeños, la calidad del hormigón aumenta con la altura.



Figura 5 – Montaje de los pilares mixtos en la Torre de Cristal



Figura 6. Construcción del núcleo central

El núcleo central se ha construido con encofrado trepante y la construcción de este elemento iba por delante de la de los forjados de las plantas, tal como se puede ver en las fotografía de la figura 6. La armadura se fabricaba completamente en un taller de ferralla instalado a nivel de rasante.

El uso de pilares mixtos con hormigones de alta resistencia minimiza el efecto de deformación vertical diferencial, entre los pilares perimetrales y los núcleos centrales. El acero estructural restringe las deformaciones diferidas y el hormigón de altas prestaciones también las reduce. Estas circunstancias minimizan las deformaciones diferenciales pilares perimetrales – núcleos de rigidez.

En la Torre de Cristal se han utilizado dos sistemas para resolver las plantas.

En la zona interior del núcleo el sistema utilizado está constituido por vigas metálicas y forjados de chapas nervadas mixtas.



Figura 7. Forjados de chapas nervadas mixtas, para el interior del núcleo.

Para la zona exterior de los núcleos se ha utilizado un sistema atípico, estructura horizontal mixta con forjado de placas alveolares. Esta solución se adoptó porque los medios de elevación eran compatibles con la manipulación de las placas y porque se pensaba que esta solución permitía reducir los plazos de construcción. La construcción de una planta se realizaba en una semana.



Figura 8. Forjado de losas alveolares sobre emparrillado de vigas metálicas.

Como se puede ver en distintas fotografías mostradas, las fachadas con inclinadas lo que obliga a tener que inclinar algunos pilares perimetrales mixtos. Debido al carácter mixto de los pilares esta circunstancia se resuelve con una cierta facilidad. Para recoger las fuerzas de desvío que se producen en los puntos de inclinación de los pilares, se introducen en el forjado correspondiente un tirante pretensado que se ancla al núcleo central.



Figura 9. Inclinación de los pilares, por diseño de la fachada.

Otro aspecto especial de este edificio es la estructura metálica de coronación. Es una estructura metálica de gran altura, unos 35,0 desde el nivel de arranque, y complejidad geométrica, que tiene como objeto soportar la fachada, que se extiende toda esta longitud y una cubierta con placas solares. Debajo de esta cascara se alojan instalaciones, un jardín y otras dependencias.

Esta estructura tenía una problemática constructiva importante porque debía construirse a 250,00 m de altura y con unos medios de elevación máxima de 80,00 KN.





Figura 10. Estructura metálica de coronación.

### **3. PUENTE SOBRE EL TAJUÑA [4]**

El viaducto tiene una longitud total de casi 2000,00 m y una altura de 140,00 m desde el fondo del valle del río Tajuña, debido a requerimientos medioambientales. Los condicionantes principales en la elección de la tipología eran la posibilidad de construcción en un periodo de 36 meses y un coste económico lo más reducido posible. El viaducto tiene 14 vanos de  $40,00+3\times 70,00+150,00+5 \times 250,00+150,00+2 \times 70,00+40,00$  m. El tablero tiene un ancho 24,00 m y sección cajón de canto variable. La parte central de los vanos de 250,00 m se realiza con hormigón ligero HLEE-35, mientras que las zonas sobre pilas se realizan con hormigón de alta resistencia HAR-75. Para los vanos de 250,00 m, el proceso constructivo propuesto es el de avance por voladizos sucesivos, mientras que para el resto de los vanos se propone el uso de autocimbra. Las pilas tienen alturas de hasta 125,00 m en los vanos centrales, la sección tipo propuesta es la de cajón en la parte inferior y dos pantallas en la parte superior, el hormigón es de alta resistencia HAR-75.



Figura 11. Fotomontaje de la solución propuesta del viaducto

La solución adoptada consiste en un único tablero en forma de cajón de hormigón que recoge las dos calzadas de 24.00 m de ancho, incluyendo una mediana de 2.00 m de ancho (que incluye las barreras interiores).

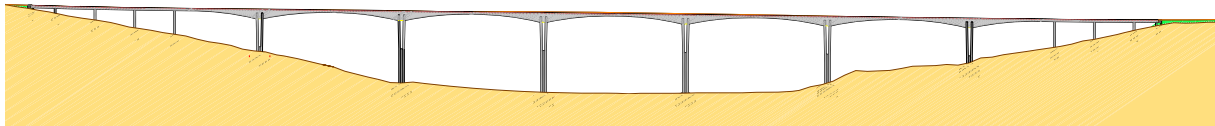


Figura 12. Solución propuesta. Alzado

La longitud total del viaducto es de 1980.0 m. entre apoyos de estribos, repartidos en 14 vanos de luces: 40+3x70+150+5x250+150+2x70+40 m. El canto de la estructura es constante de 4.00 m en los vanos de 40,00 y 70,00 m, y variable en los de 150,00 y 250,00 m, de 16.50 m sobre pilas ( $c/L = 1/15.2$ ) a 4.00 metros en centros de vano ( $c/L = 1/62.5$ ).

El ancho del cajón es de 7.50 m, por lo que los voladizos resultantes de 8.25 m requieren el empleo de costillas transversales. La separación dada a estas costillas es de 5.00 m. mientras que su canto es de 1.40 m. La separación de 5.00 m. responde a la necesidad de situar no más de una costilla en cada dovela en que se divide el tablero para su construcción. El espesor de las almas es de 0.60 m, y el de la losa superior es de 0.32 m. El espesor de la losa inferior es variable desde 0.30 m en los vanos de 40,00 y 70,00 m y en el centro de los vanos de 150,00 y 250,00 m, hasta los 2.50 m en las secciones sobre las pilas 5 a 10.

El tablero se ejecutará con hormigón de alta resistencia y con hormigón ligero. La distribución de estos hormigones se explica en el siguiente apartado, referente al proceso constructivo, pero básicamente consiste en ejecutar los voladizos en hormigón ligero y el cajón en hormigón de alta resistencia salvo en el aproximadamente 70 % de los centros de los vanos de 150,00 y 250,00 m de luz, que también se ejecuta con hormigón ligero.

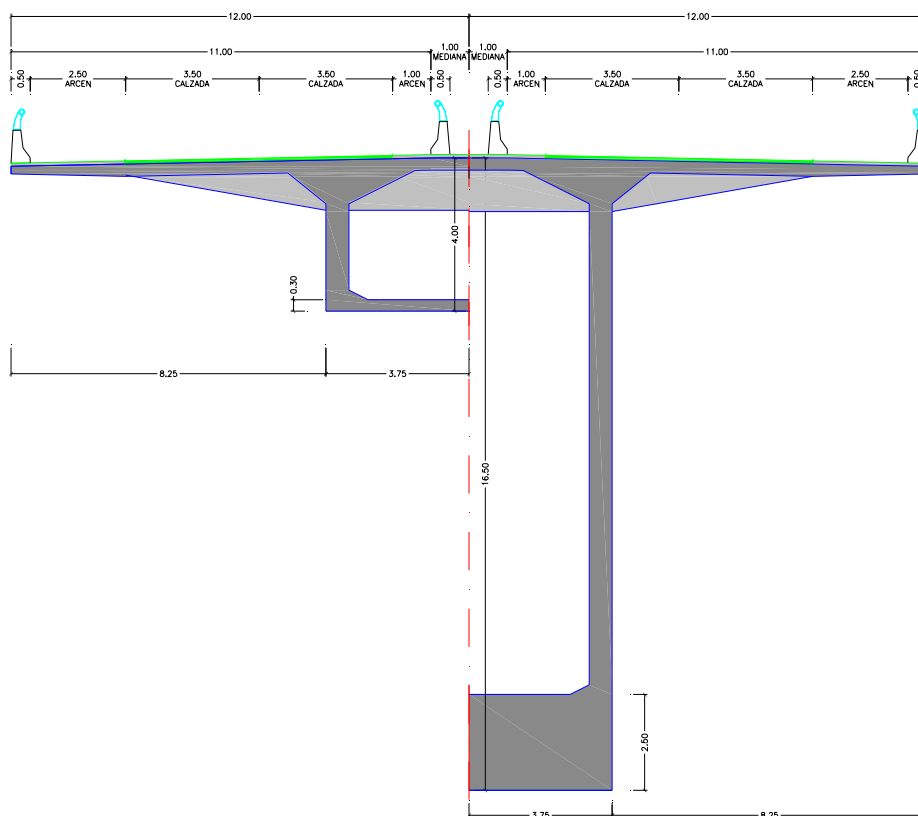


Figura 13. Solución propuesta. Sección transversal por centro de vano y apoyos

Las pilas están agrupadas en dos tipologías. Un primer grupo de sección rectangular hueca de 7.50 x 3.00 m y paredes de 0.30 m de espesor, correspondiente a las pilas de los vanos laterales (pilas 1 a 4 y 11 a 13), cuyas alturas varían entre 9.50 y 46.30 m. El tablero se apoya en ellas mediante apoyos tipo POT que permiten el desplazamiento longitudinal del tablero.

El segundo grupo de pilas lo forman las de los vanos que se construyen en avance en voladizo (pilas 5, 6, 7, 8, 9 y 10). Estas pilas deben ser capaces de empotrar el tablero a flexión a la vez que resultar flexibles frente a los desplazamientos longitudinales del tablero. Constan de dos fustes de sección rectangular hueca separados 9.00 m entre ejes en cabeza en sentido longitudinal y que se juntan según disminuye la altura hasta que a 50.00 m del tablero están separados 5.00 m. A partir de este punto bajan verticalmente hasta el arranque. La sección de estos fustes varía en sentido transversal, tanto el ancho exterior como el espesor de paredes, mientras que en sentido longitudinal es constante. A partir del citado punto a 50.00 m del tablero una pareja de pantallas transversales de espesor variable arriostran los fustes hasta el arranque en la cimentación. La sección de los fustes en cabeza es de 8.50 x 3.00 m, con espesores de 0.25 m en sentido transversal y 0.35 m en longitudinal. El talud del paramento exterior en sentido transversal es del 1/66.67, y del paramento interior del 1/166.67. Las cuatro pilas centrales están empotradas en el tablero mientras que las dos extremas (pilas 5 y 10) tienen unas rótulas de manera que resulten más flexibles frente a los desplazamientos horizontales del tablero. Estas pilas se deberán empotrar provisionalmente en el tablero durante el proceso constructivo. La altura de las pilas varía entre 59.20 y 124.80 m.



Figura 14. Solución propuesta. Vista en 3D

El apoyo del tablero en los estribos se realiza sobre dos muros longitudinales de 2.30 m de espesor. Estos muros tienen una longitud de 9.00 m hasta el muro frontal que contiene las tierras del terraplén de acceso al viaducto para, por un lado permitir el movimiento longitudinal del tablero debido principalmente a la reología del hormigón y a la temperatura, y por otro poder alojar los sistemas de la junta de dilatación y los amortiguadores. Estos sistemas de juntas y amortiguadores tienen unas dimensiones importantes ya que el tablero del viaducto tiene 1984.4 m de hormigón sin juntas intermedias. Los estribos son accesibles a través del muro que frontalmente cierra los de apoyos del cajón, y a través de este recinto se puede acceder al cajón a través de la riostra del estribo, por su parte frontal. Las alturas máximas de los estribos 1 y 2 son de 8.70 y 11.40 m respectivamente.

Las cimentaciones son profundas tanto en pilas como en estribos, mediante pilotes de 1.80 m de diámetro.

Las pilas 1 a 4 y 11 a 13 se cimentan con 9 pilotes bajo un encepado de 14.00 x 14.00 m en planta. El canto del encepado es de canto variable desde la pila hasta los bordes, y varía de 3.50 a 2.00 m en las pilas 1 y 13, de 4.50 a 2.00 m en las pilas 2, 3 y 12, y de 5.50 a 2.00 m en las pilas 4 y 11. Las pilas 5 a 10 se cimentan con 49 pilotes bajo un encepado de 36.00 x 36.00 m. El canto del encepado es variable desde la pila hasta los bordes, y varía de 8.00 a 3.00 m. Dadas las dimensiones y el número de pilotes el encepado se pretensa en las dos direcciones mediante dos capas de 4 tendones de 31 Ø0.6" por banda de pilotes y por dirección.

Los estribos se cimentan mediante 6 pilotes bajo un encepado de canto constante igual a 3.00 m y dimensiones en planta variables entre 25.00 y 8.50 m en dirección transversal, y entre 2.50 y 11.50 m en dirección longitudinal. La distribución de los 6 pilotes es en 2 líneas: la del lado del viaducto con 2 pilotes, y la del lado del terraplén de acceso con 4 pilotes.

El proceso constructivo se realizará como se desarrolla a continuación:

- Ejecución de las cimentaciones.
- Ejecución de alzados de estribos y de pilas. El alzado de pilas se realizará con encofrados trepantes.
- Comienzo de la ejecución del tablero. Se podrá simultanear la ejecución de los vanos con autocimbra y los contravos por avance en voladizo.



- Vanos autocimbrados: la sección transversal se ejecutará en dos fases. En la primera se ejecuta el cajón con hormigón de alta resistencia HAR-75, con un ancho de losa superior de 9.50 m, y en la segunda se ejecutarán los voladizos con hormigón ligero HLE-35 (ver figura 5).

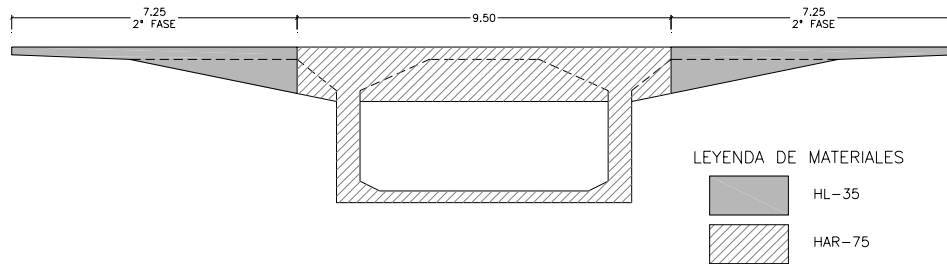


Figura 15. Fases de ejecución de la sección transversal en vanos autocimbrados

- Vanos en avance en voladizo: la sección transversal también se ejecutará en dos fases. La primera fase es la que se ejecuta mediante dovelas de 14.70 m de ancho, y los voladizos se ejecutan en una segunda fase. Las dovelas 0 a 9 son de hormigón de alta resistencia HAR-75, mientras que las dovelas 10 a cierre son de hormigón ligero HLE-35. Los voladizos ejecutados en segunda fase son también de hormigón ligero HLE-35 (ver figura 6).

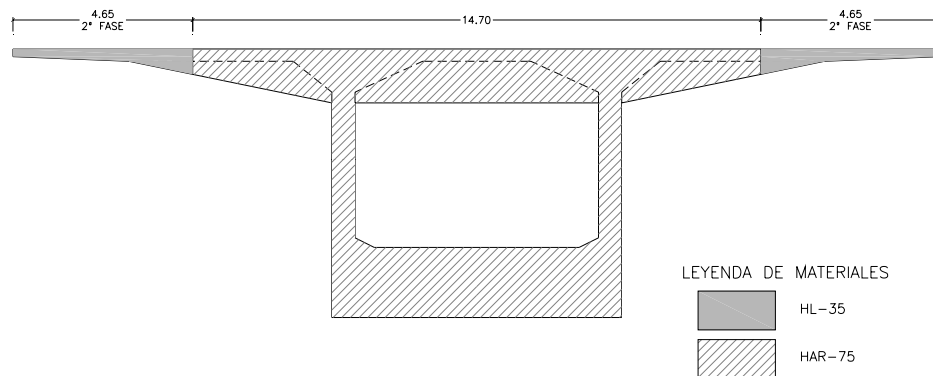


Figura 16. Fases de ejecución de la sección transversal en vanos construidos por voladizos

- Los 125.0 m que se construyen en voladizo se dividen en 27 dovelas más la dovela 0 y la de cierre. La dovela cero tiene una longitud de 14.60 m, y la de cierre de 2.40 m. Las dovelas 1 a 7 tienen 2.50 m de longitud, las 8 a 26 tienen 5.00 m y la 27 tiene 4.00 m de longitud. El peso máximo de las dovelas es de 426 t.

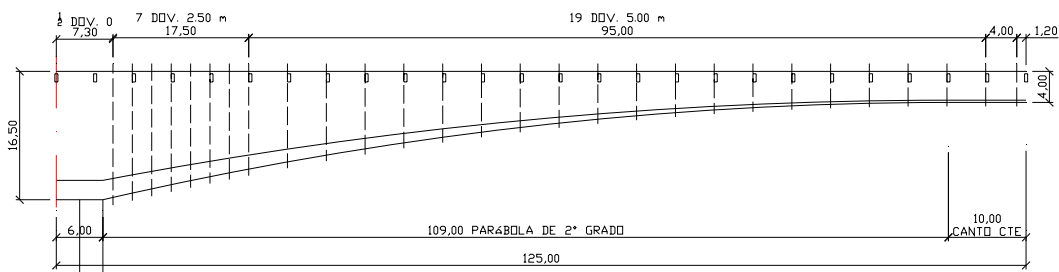


Figura 17. Distribución de dovelas en un semivano de ejecución en avance en voladizo

Las etapas de construcción de los vanos en avance en voladizo son:

- Sobre las pilas 5 a 10 se ejecutará la dovela 0 sobre cimbra soportada en las pilas. Concluida la dovela 0 se situará la pareja de carros de avance.
  - Se realizará una dovela a cada lado de la pila en cada fase de avance, que incluye la colocación de la armadura pasiva, el hormigonado, el curado del hormigón, el tesado e inyección del pretensado superior y el avance de los carros a la nueva posición. Cada una de estas fases puede durar entre 1 y 2 semanas, dependiendo de la dovela.
  - Una vez ejecutada la dovela de cierre se procederá al tesado del pretensado de continuidad entre voladizos.
- En los vanos de 150 m quedará una dovela de cierre de 12.20 m de longitud entre la zona construida en avance en voladizo y la ejecutada con autocimbra que se ejecutará sosteniendo los encofrados desde los dos extremos ya construidos. La sección a construir por este procedimiento será de 9.00 m de ancho en primera fase, como en la zona autocimbrada, pero de hormigón ligero HLE-35 en lugar de hormigón de alta resistencia. Una vez curado el hormigón se tesará el pretensado de continuidad que cierra la estructura completa.
- Se procederá a construir los voladizos en segunda fase mediante carros laterales.
- Finalmente se realizarán los acabados.

#### **4. AMPLIACION DEL PUENTE DE LOS SANTOS [5]**

En este artículo se describen las características principales de la ampliación del Puente de Los Santos. El proyecto supone la ampliación de un Puente de 600,00 m de longitud, con vanos de 150,00 m, aumentando el ancho del tablero de 12,00 a 24,00 metros sin recurrir a una estructura independiente. El proyecto se basa en la idea de proveer del menor refuerzo posible a la estructura existente. Este hecho ha permitido ahorros muy importantes, pero también ha supuesto la realización de un proyecto desafiante, algunos de cuyos aspectos se describen en este artículo.



Figura 18. Vista general del Puente de Los Santos antes del comienzo de los trabajos de ampliación.

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. El puente, con una longitud total de 600 m y vanos de 150 m fue construido por voladizos sucesivos al comienzo de los 80. Actualmente está siendo ampliado para doblar su capacidad. Uno de las grandes dificultades del proyecto y de su construcción radica en el hecho de que el tráfico debe mantenerse activo durante las obras.

Cuando FHECOR Ingenieros Consultores estudió duplicar la capacidad del tráfico llegó a la conclusión de que podría hacerse reforzando localmente la cimentación y proceder a la ampliación de la plataforma reforzando el cajón existente por medio de un pretensado externo, así como un refuerzo

adicional de una estructura de acero exterior. Esta solución resultó ser significativamente más barata, en términos de coste de material, que la propuesta anterior, basada en la construcción de una estructura independiente.

A pesar de que la estructura existente estaba muy ajustada en términos de armadura dispuesta, posiblemente como consecuencia de la difícil de la tradición de proyecto de la época, se encontró que era posible situar una carga adicional reforzando poco la estructura por medio de un cuidadoso análisis de los diferentes mecanismos resistentes.

La ampliación del puente está prácticamente terminada. La obra está siendo realizada por DRAGADOS, con la asistencia técnica de FHECOR Ingenieros Consultores. La propiedad de la obra pertenece a Ministerio de Fomento del Gobierno de España, representado por I. García-Arango. EL proyecto de FHECOR fue supervisado por APIA XXI.

El Puente de Los Santos es una estructura que conecta las Comunidades autónomas de Galicia y Asturias sobre el estuario del río Eo en Ribadeo. La luz de sus vanos es 75.00 -3x150.00-75.00 m Fue construido por voladizos sucesivos al comienzo de los años 80. El ancho del tablero era de 12,00 m con un canto de 7,50 m en la sección de pila y 3.00 m en la sección de centro de vano. La sección transversal del tablero es un clásico cajón con almas de ancho constante e igual a 0.48 m y con un fondo del cajón de espesor variable entre 0.20 m, en el centro de vano, y 1.25 m, en los apoyos.

Las cuatro pilas están formadas por una doble columna de sección casi rectangular de 7.00 x 2.00 m, separadas una distancia de 8.00 m entre ejes de pilas.

Las dos pilas centrales están cimentadas sobre encepados de 12 pilotes de 2.00 m de diámetro, mientras que las dos pilas exteriores tiene cimentación directa, con zapatas de 20.00 x 12.00 x 3.00 m. Para más información relacionada con la estructura original.

Antes de comenzar la reforma de la estructura se llevo a cabo un estudio preliminar sobre las condiciones de durabilidad de la estructura con el objetivo de determinar la viabilidad de la ampliación. Los resultados fueron positivos y el estudio concluyó que el ciclo de vida del puente podría aumentarse.

La figura 19 muestra el concepto que hay tras la propuesta de duplicar la capacidad del puente, que incluye:

- La construcción de una tercera alma interior para la transferencia de las nuevas cargas.
- Puntales metálicos y vigas transversales que soportan los nuevos carriles de tráfico.
- Pretensado exterior por dentro del cajón.
- Nuevos diafragmas con dos objetivos, compensar el pretensado exterior y reducir la distorsión del cajón.
- Un elemento longitudinal metálico de sección cajón conectado con la tercera alma para reforzar el tablero.
- Refuerzo de los diafragmas sobre pilas por medio de barras pretensadas.
- Aumento del canto de las zapatas

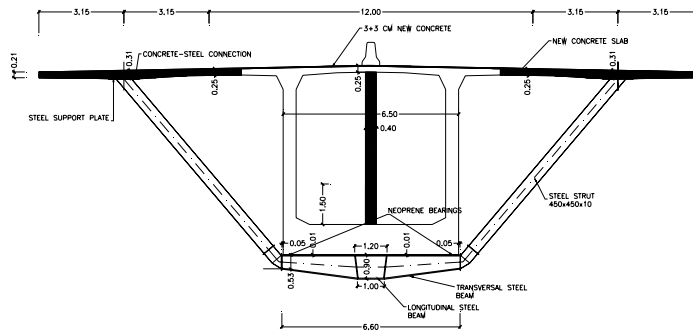


Figura 19. Concepción del proyecto de ampliación, sección transversal

Las principales etapas del proyecto se detallan en los siguientes párrafos.

#### 4.1 Refuerzo de la Cimentación

Como se ha mencionado, de las 4 pilas del puente, las 2 centrales están cimentadas sobre pilotes mientras que las dos exteriores tienen cimentación directa sobre la roca. Desde el punto de vista de las condiciones del suelo, las prospecciones geotécnicas mostraron que el suelo era capaz de resistir la carga adicional del peso propio de los nuevos carriles de tráfico. Sin embargo, las zapatas y los encepados necesitaban ser reforzados porque su capacidad de flexión ya estaba ajustada antes de la ampliación.

La primera propuesta hecha por FHECOR Ingenieros Consultores consistía simplemente en aumentar la resistencia de la cimentación mediante el hormigonado de una losa sobre las zapatas y encepados existentes, para de ese modo aumentar su canto y permitir que el que el refuerzo soportara las nuevas cargas adicionales. Se comprobó que la superficie de contacto entre el hormigón nuevo y el viejo era capaz de transmitir las cargas mediante un mecanismo de cohesión/fricción. Para garantizar una superficie con alta capacidad de fricción, se generó una superficie áspera como muestra la figura 20, que es una vista superior del espacio que hay entre los dos fustes que componen la pila. También puede verse en esta imagen la tablestaca metálica usada para bajar el nivel del agua y poder trabajar con independencia de las mareas.



Figura 20. Vista del espacio entre fustes de la pila. Se distingue la superficie áspera.

La primera idea de incrementar el canto de la cimentación tuvo que ser parcialmente abandonada debido a que una inspección submarina mostró que el hormigón de las zapatas extremas había sido fuertemente deteriorado debido a la utilización en su momento de un método constructivo novedoso que posteriormente resultó ser deficiente. Esta inspección llevó a un nuevo diseño de la cimentación de las zapatas de las pilas laterales mientras que la solución anteriormente descrita fue válida para los



encepados de las pilas centrales. Para las pilas de los extremos, se tuvo que diseñar una losa de 3.00 metros que soportara el total de las cargas, mientras que la zapata existente ejercía de terreno competente. Para conectar esta nueva cimentación con los fustes de las pilas existentes se utilizó pretensado. Para ello se realizaron 5 perforaciones circulares en la base de las pilas para permitir el paso de las tendones de pretensado. La figura 21 muestra la operación de perforado y la figura 22 muestra el aspecto final de la nueva cimentación.



Figura 21. Refuerzo de la cimentación de las pilas laterales. Operaciones de perforación.



Figura 22. Solución final pretensada de la cimentación de las pilas laterales.

#### **4.2 Análisis de las pilas**

Para comprobar las condiciones de las pilas en servicio se realizó un análisis no lineal de éstas. Este aspecto es particularmente importante en un ambiente marino como el que se presenta el caso del puente. Al análisis no lineal se hizo necesario debido a la estricta cantidad de refuerzo que se introdujo en las pilas y los importantes efectos de las deformaciones impuestas ya que cada vano se comporta como una viga biempotrada. Este comportamiento hace que tiendan a traccionarse y flexionar los fustes externos de las pilas laterales. El análisis se llevó a cabo usando el módulo no lineal del programa interno FHp, diseñado por FHECOR Ingenieros Consultores. La figura 23 muestra la comparación entre las fuerzas de tracción de las armaduras en la sección transversal crítica usando análisis no lineal, análisis lineal con una rigidez lineal y análisis lineal con una reducción de la rigidez a flexión a  $1/3$ , como una función de la deformación impuesta del tablero. Este último cálculo fue usado en el proyecto como primera aproximación. Las tensiones en el acero se obtuvieron usando las fuerzas obtenidas de cada una de las suposiciones descritas anteriormente. El análisis de la sección transversal tiene en cuenta la fisuración del hormigón pero asume un comportamiento lineal del acero, consistente con las comprobaciones en servicio. Como se puede ver en la figura 23, la suposición de

una reducción la rigidez a flexión a un tercio de su valor lineal es una suposición razonable, que queda aún más del lado de la seguridad cuanto mayor son las deformaciones impuestas.

También debe señalarse que las deformaciones debidas a la temperatura son mucho más bajas que el valor medido de 0,58 mm/m. El efecto del comportamiento reológico del hormigón, cuyo impacto en el la tensión de la armadura es proporcionalmente mucho más bajos que el de la temperatura, debido al hecho de que en este caso se dará una relajación por fluencia. También debe observarse que si se considera nula la fisuración del hormigón en la determinación de los esfuerzos, las tensiones resultantes en las armaduras son irrealmente altas.

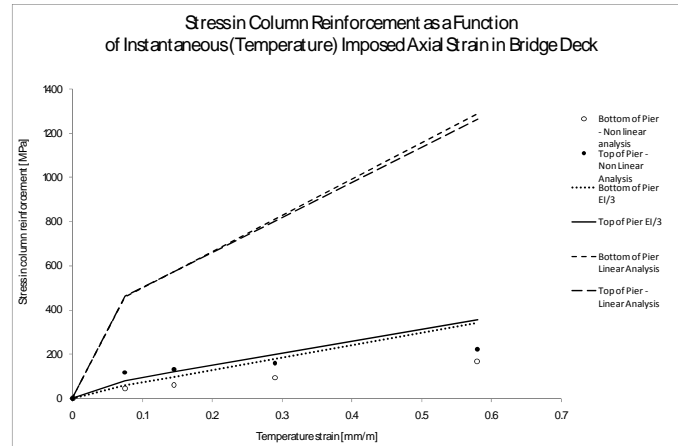


Figura 23. Tensión en las armaduras como una función de la deformación impuesta del tablero. Comparación de las estimaciones teóricas obtenidas con un cálculo lineal, con rigidez a flexión reducida y con análisis no lineal

#### 4.3. Ensanche y refuerzo del tablero

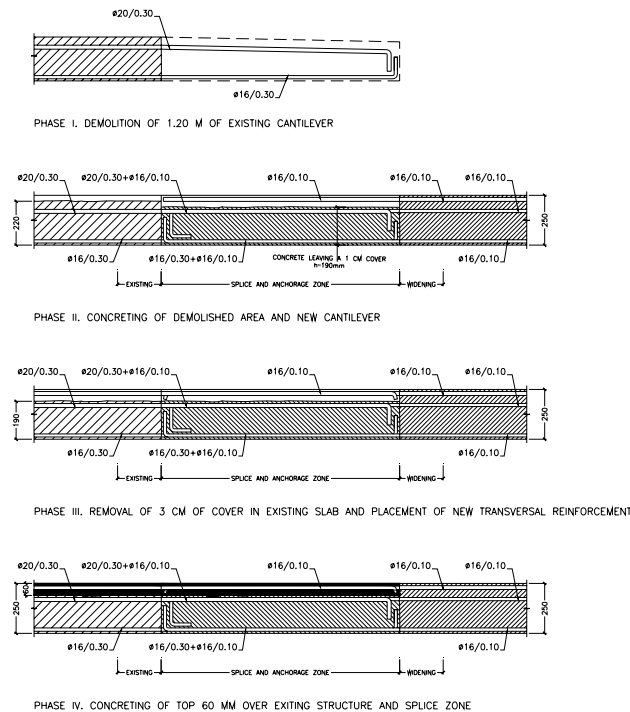


Figura 24. Fases constructivas de la conexión entre la losa existente y la nueva losa.

El tablero de hormigón existente necesitaba un refuerzo para soportar el incremento de cargas. El refuerzo se llevó a cabo con tres medidas diferentes; la disposición de un alma por dentro de la sección

cajón, la conexión a este alma con una nueva sección cajón situada en la cara inferior del tablero y la disposición de pretensado exterior dentro del cajón.

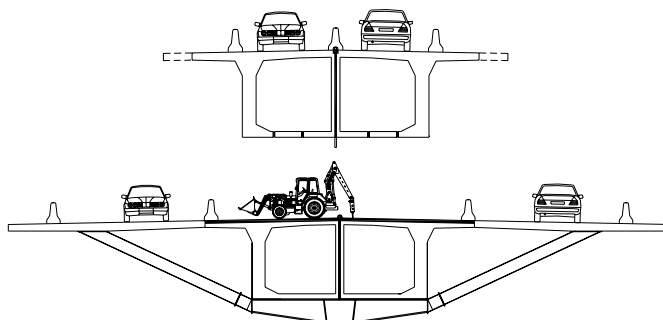


Figura 25 – Dos fases del proceso constructivo que permite la construcción de la nueva losa y su conexión con el tablero existente sin interrumpir el tráfico durante todo el proceso.

El tablero de hormigón ha sido ampliado mediante una losa que se hormigona en su posición y se conecta con la losa existente. Se proporciona un apoyo adicional a esta losa en voladizo por medio de un puntal de acero inclinado cuya carga se transfiere por medio de una viga transversal a la nueva alma que se sitúa dentro del cajón.

Para conectar la nueva losa con la antigua se ha propuesto el siguiente procedimiento. En primer lugar se limita el tráfico a un carril por cada dirección, dejando libre para realizar trabajos la parte central del tablero y después el final de los voladizos. Esto deja espacio para la ejecución de los taladros verticales en las losas superiores e inferiores, lo que permite la introducción tanto del refuerzo necesario para la nueva alma como de los anclajes de las vigas metálicas transversales, ver parte superior de figura 25, y deja espacio además para demoler 1.20 m. de losa situados al final del voladizo. La nueva losa se hormigona con un canto final, cerca del punto de conexión, de 0,25 m excepto en la zona de solape, donde es solo de 0.19m de canto, como se muestra en la fase II de la figura 25. El tráfico entonces se desvía a la nueva área en voladizo. Esta es una situación crítica ya que la componente inclinada de la fuerza debida a los puntales, que alcanza su máximo valor (por la posición de los carriles provisionales) tiene que ser resistida con la armadura existente en la losa superior existente. Esto sólo es posible si la componente horizontal del puntal puede ser distribuida a lo largo de una gran área del tablero. Para este propósito se adaptó el modelo de bielas y tirantes de la figura 26. La idea consiste en que la fuerza horizontal se transmite hacia el final del nuevo voladizo y se equilibra con la armadura situada en una amplia banda del tablero. Para que este modelo funcione correctamente, se necesita disponer armadura longitudinal en la nueva losa para la difusión de la fuerza del puntal.

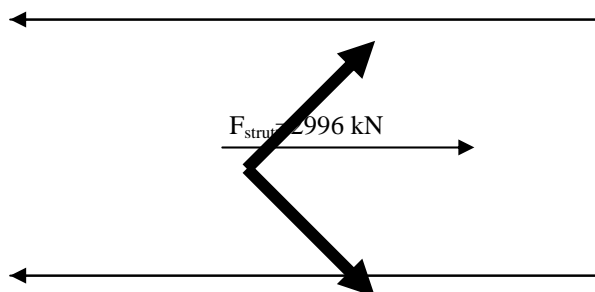
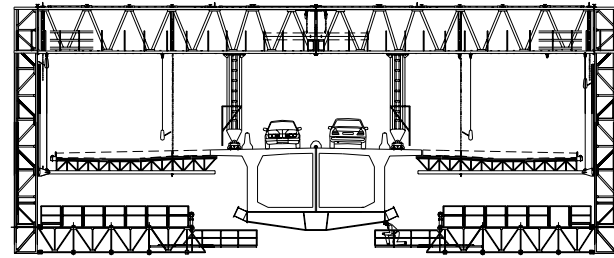


Figura 26. Modelo de bielas y tirantes que muestra cómo la componente horizontal del puntal de acero que sostiene la nueva losa puede ser resistida por la armadura de la losa existente si se posibilita la distribución de fuerzas sobre una cierta longitud del tablero. Se necesita armadura longitudinal en el Nuevo voladizo para proporcionar el equilibrio de fuerzas.

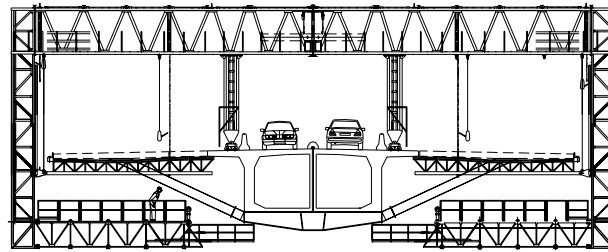
Se necesita desviar el tráfico al nuevo voladizo para completar la conexión entre las zonas de hormigón nuevo y viejo. En esta etapa es posible demoler 3 cm de la losa superior existente, disponer un nuevo armado y hormigonar hasta un total de 6 centímetros correspondientes a los 3 centímetros demolidos y 3 centímetros que se recrecen en la losa.

La colocación de la estructura metálica y el hormigonado de la nueva losa requieren una cimbra móvil como se muestra en las figuras 27 y 28.

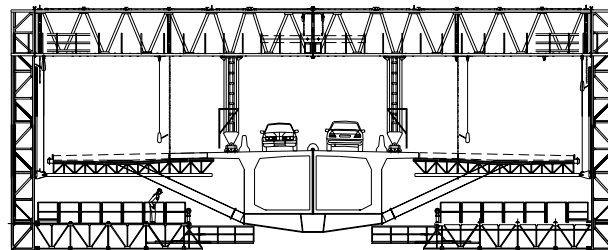
La figura 29 muestra la colocación de una de las vigas transversales que soporta el puntal inclinado



SUBFASE - 8A



SUBFASE - 8B



SUBFASE - 8C

Figura 27. Cimbra móvil (DRAGADOS)





Figura 28. Cimbra Móvil



Figura 29. Colocación de la estructura metálica

Una de las tareas más complicadas en el diseño de la nueva estructura fue enfilar el nuevo pretensado interior a través de los diafragmas existentes en el cajón.



Figura 30. Vista del pretensado exterior dentro del cajón atravesando un diafragma dispuesto para limitar la distorsión del tablero.

Se dio el caso de que al atravesar los diafragmas por los tendones, la armadura dispuesta en los diafragmas triangulares de las pilas se vio seriamente dañada por los taladros. Esta armadura se necesita para llevar las sobrecargas desequilibradas a los fustes de la pila. Para compensar esta pérdida se introdujo un pretensado vertical potente como se muestra en la figura 31.

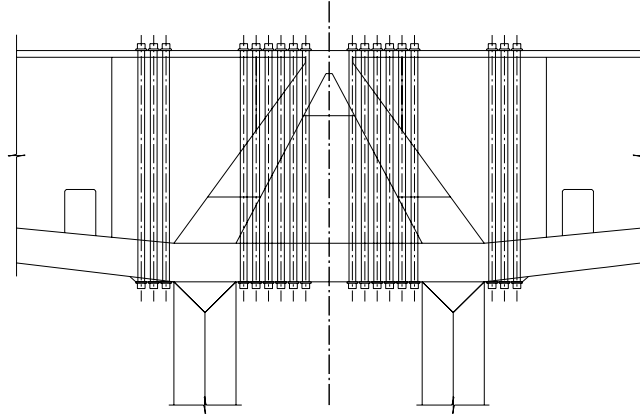


Figura 31. Pretensado vertical en la sección transversal de la pila, dispuesto para compensar la pérdida de armado en las paredes inclinadas de los diafragmas durante las perforaciones necesarias para pasar los cables del pretensado exterior.

## **5. CONSIDERACIONES FINALES**

Las nuevas posibilidades resistentes, tecnológicas y constructivas del hormigón obligan a la revisión del alcance del uso de este material, en todas las tipologías.

## **AGRADECIMIENTOS**

Nada de todo lo que se presenta en este trabajo hubiera podido ser hecho si no fuera por la labor ingente de mucha gente, especialmente la gente que forma parte del equipo de FHECOR Ingenieros Consultores y del Equipo del Grupo de hormigón Estructural en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

## **REFERENCIAS**

- [1] PELLI, C.; LEON, E.; ORTIZ, I. – Torre de Cristal. Arquitectura. Hormigón y Acero. Vol 59, nº 249, p. 61-68. Julio-septiembre 2008. ISSN 0439-5689.
- [2] VIÑALS, J.I.; RUIZ, A.; REIGNEUX, J.R. – Cimentación y estructura metálica y de hormigón de la Torre de Cristal. Un proceso constructivo de altura. Hormigón y Acero. Vol 59, nº 249, p. 89-106. Julio-septiembre 2008. ISSN 0439-5689.
- [3] CORRES, H.; ROMO, J.; ROMERO, E.- High Rise Buildings. The Challenge of a New Field of Possibilities for the use of Structural Concrete. fib symposium Amsterdam 19-21 May 2008.
- [4] CORRES, H. TORRICO, J.; New Bridge Over The Tajuña River In Spain. Concrete structures – fib symposium dubrovnik 2007. Croatia, p 955-962. 20–23 may 2007. ISBN 9789539542830

[5] CORRES, H. PÉREZ, A. - The Widening of Los Santos Bridge. A Case Study of a Tailor-made Structure. The Challenge of a New Field of Possibilities for the use of Structural Concrete. fib symposium Amsterdam 19-21 May 2008.

[6] GARCÍA-ARANGO CIENFUEGOS-JOVELLANOS, I. “Puente de Los Santos: Cruzar la Ría” Resvista Cauce. nº 20, p. 27-35. Septiembre – Octubre 1986. ISBN 0212761X