

# Nuevo Puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional 32 de Costa Rica. Proyecto y Construcción

*Design and construction of new Virilla River Bridge, in the Costa Rica National Route 32*

Jose Romo Martín<sup>\*, a</sup>, Hugo Corres Peiretti<sup>b</sup>, Francisco Prieto Aguilera<sup>c</sup>, Alberto

Martín Galán<sup>c</sup>, Ricardo Bastida Marín<sup>c</sup>, Juan Carlos Rosas<sup>d</sup>,

<sup>a</sup>Ingeniero Caminos, Canales y Puertos, FHECOR Ingenieros Consultores, S.A., Consejero Delegado

<sup>b</sup>Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.

<sup>c</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.

<sup>d</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Project Manager UNOPS Costa Rica.

## RESUMEN

El nuevo puente sobre el río Virilla forma parte de la duplicación de la Ruta Nacional 32 de Costa Rica, conocida como carretera Braulio Carrillo. Se trata de un puente de hormigón, construido por voladizos sucesivos, con una luz del vano principal de 130 m, definida de forma que las pilas del nuevo puente coincidan con la ubicación de dos de las pilas del puente existente. El aspecto más complejo del proyecto ha sido el proyecto sísmico de las pilas, en una zona de alta sismicidad y con unos requisitos del cliente que no permitieron el empleo de dispositivos de disipación de energía sísmica mediante amortiguadores o aparatos de apoyo especiales.

## ABSTRACT

The new bridge over the Virilla River is part of the Costa Rican National Route 32, known as Braulio Carrillo road. The new concrete bridge deck is being built using the balanced cantilever method. Main span length of 130 m was chosen so that the location of the new piers would match the position of two piers in the existing bridge. The most complex feature of the project was piers seismic design, as the bridge is located in a high seismicity region and the local road administration would not allow for the use of special devices to reduce the seismic action.

**PALABRAS CLAVE:** puente, hormigón, pretensado, voladizos sucesivos

**KEYWORDS:** bridge, concrete, post tensioned, balanced cantilever

## 1. Introducción

El consorcio formado por FHECOR y Ginprosa fue adjudicatario de un concurso para el proyecto de dos puentes sobre el río Virilla, en las rutas nacionales 32 y 147 de Costa Rica.

Se resumen aquí los aspectos principales del proyecto y la construcción del puente de la

Ruta Nacional sobre el río Virilla en la carretera Braulio Carrillo, Ruta Nacional 32.

La actual RN-32 cruza el río Virilla a través de un puente de 285 m de longitud, con un tablero de 10,90 m de ancho que soporta dos carriles, uno por sentido. El puente

existente tiene siete vanos, de luces  $30,60 + 47,20 + 82,80 + 46,95 + 26,15 + 25,60 + 25,30$  m. Los estribos tienen unos 10 m de altura y las pilas entre 16 m y 65 m.

Los tres vanos centrales del tablero fueron construidos por voladizos sucesivos mientras que los tableros de los extremos, tres en el sur y uno en el norte, son tableros de vigas.

Todas las pilas son de hormigón, huecas, con cimentación directa, algunas a una profundidad considerable. Los estribos son abiertos, también con cimentación directa.

El CONAVI ha promovido unas obras de refuerzo del puente que se han proyectado ya, aunque aún no se han ejecutado.



**Figura 1. Vista aérea del puente actual, quedando el estribo sur a la izquierda**

La RN-32 soportaba en esta zona una intensidad diaria de tráfico del orden de 40,000 vehículos por día, siendo además el puente un punto crítico de la Ruta, pues en los accesos cuenta con dos carriles por sentido y en el puente solamente uno.

## 2. Condicionantes de proyecto y alternativas contempladas

El puente proyectado se ha planteado a partir de una serie de condicionantes que se resumen a continuación.

En primer lugar, se decidió que el nuevo puente se construya al oeste del existente, para facilitar las transiciones viales con las calzadas actuales y la ampliación prevista en el norte.

Además se definió una distancia entre bordes de tableros de 5,50 m, a partir de una estimación de las dimensiones de las cimentaciones del nuevo puente, y de las del puente existente una vez reforzado, de forma que no hubiera interferencias entre ellas.

Se planteó un ancho de tablero de 14,30 m para poder albergar tres carriles de 3,60 m, arcenes de 0,50 m y una acera de 1,50 m, más los correspondientes espacios para los pretilos. El número de carriles previstos en el puente guarda relación con una próxima ampliación de la RN32 al norte del puente.

En cuanto a las posibles alternativas básicamente se contempló replicar la distribución de vanos del puente existente, una alternativa de bijácena mixta de cuatro vanos de luz máxima 82,8 m, y la alternativa seleccionada, un puente de hormigón de tres vanos, construido por avance en voladizo, con las pilas de su vano central coincidentes con las pilas 2 y 4 del puente existente.



**Figura 2. Fotomontaje del puente proyectado, pilas coincidentes con dos de las pilas del existente**

### 3. Descripción del puente

El puente proyectado tiene 285 m de longitud, dividida en tres vanos de luces 77,15 + 129,75 + 78,1 m.

El vano central y la mayor parte de los vanos laterales se han proyectado para ser construidos por voladizos sucesivos. Únicamente los extremos de los vanos laterales se realizarán cimbrados.

El tablero tiene 14,30 m de ancho y es un cajón postesado de canto variable. El canto máximo es de 6,50 m sobre las pilas, mientras que en el centro del vano principal y en el extremo norte del puente el canto mínimo es de 2,60 m.

En el extremo sur el canto mínimo se reduce a 1,55 m por limitaciones de gálibo de una calle existente. En esta zona se ha tratado de evitar la ejecución de una pila próxima a la calle existente, pues habría requerido la ejecución de una cimentación a gran profundidad, incompatible con el futuro refuerzo de la cimentación del puente existente.

Las almas del tablero son verticales y tienen espesor variable, siendo de 60 cm en la zona de pilas y de 40 cm en el centro de vano.

El ancho del núcleo del cajón es de 6,80 m. Los voladizos tienen pues 3,35 m, con canto variable, con un mínimo en el borde de 0,25 m y un máximo de 0,35 m en la unión con la cartela exterior del alma, que recibe los anclajes del pretensado de construcción.

La losa inferior tiene espesor constante en dirección transversal, con cartelas en la sección de encuentro con las almas. Longitudinalmente el espesor de la losa inferior varía de forma parabólica a lo largo del tablero en consonancia con la variación del canto total del tablero, entre un mínimo de 0,30 m en el centro de vano y adyacentes, y 0,80 m en las secciones adyacentes a las pilas.

La losa inferior está recrecida en el extremo sur para poder alojar el pretensado de

positivos del primer vano, que como se ha indicado tiene un canto estricto por condicionantes impuestos por la cota de la calle inferior.

El espesor de la losa superior entre almas es constante e igual a 0,28 m.



**Figura 3. Comparativa de las secciones transversales del puente existente y del nuevo puente**

Las pilas tienen una altura aproximada de 40 m y están formadas por dos fustes de forma rectangular de dimensiones 8,1 x 1,5 m, con una separación entre ejes de 6,0 m.

La separación de los fustes permite soportar los desequilibrios debidos a la construcción ya que están empotrados al tablero. Este empotramiento se materializa dando continuidad a los fustes dentro del tablero mediante unos diafragmas verticales que los conectan con la losa superior del tablero.

Las pilas se han dimensionado para resistir el sismo de diseño mediante la formación de una rótula plástica en el arranque. En la fase inicial del proyecto se descartaron otras alternativas para disipar energía de la acción sísmica mediante amortiguadores o aparatos de apoyo especiales por un requisito impuesto por la administración local, basado en la previsible ausencia de conservación y eventual sustitución de estos elementos.

Esta circunstancia ha motivado que se hayan previsto unos pozos de acceso al arranque de las pilas, que por un lado permitan su libre deformación y, por otro, su inspección y reparación en caso de sismo. Estos pozos de acceso consisten en un cilindro de altura variable en función de la pila, 0,40 m de espesor y un diámetro de 12,60 m, rigidizado con un

muro diametral paralelo al aje del puente de 1,50 m de espesor.



**Figura 4. Planta de la cimentación de una de las pilas, y arranque antes del hormigonado**



**Figura 5. Alzado lateral de una de las pilas en la fase final de su ejecución**

Los estribos se han proyectado como estribos cerrados con cimentación directa y muros en vuelta. En los estribos se da continuidad al intenso tráfico peatonal a lo largo del puente.

En el estribo sur se ha proyectado un doble muro en vuelta para dar acceso a la acera situada en el nivel de la calle inferior, de acceso al estadio Saprissa.

En el estribo norte se han proyectado también unos muros en vuelta para proteger el acceso al camino que pasa por delante del estribo.

#### **4. Aspectos particulares del proyecto del puente**

El aspecto más relevante del proyecto del puente ha sido el proyecto sísmico de las pilas, condicionado, como se ha dicho, por el requisito impuesto por la administración de no emplear dispositivos que permitieran disipar parte de la energía asociada al sismo.

El dimensionamiento de las pilas frente a la acción del sismo se ha realizado siguiendo criterios del proyecto por capacidad de forma que se asegure ante la acción sísmica un comportamiento dúctil a través de la formación de rótulas plásticas en zonas previamente seleccionadas y accesibles, pues la formación de rótulas implica asumir daños reparables en estas zonas como consecuencia del sismo de cálculo. La ductilidad necesaria en estas zonas se consigue gracias al confinamiento del hormigón.

El cálculo de las pilas según los criterios del proyecto por capacidad implica que las cimentaciones deben ser protegidas frente a la acción del sismo, es decir, que sean capaces de resistir esfuerzos netamente superiores a los que agotarían las secciones de arranque de pilas.

Para el cálculo de las pilas se han seguido tanto las prescripciones de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications como de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

De esta forma, se han seguido los siguientes pasos para el cálculo de las pilas:

1. Se ha fijado una categoría de diseño sísmico D, según el apartado 4.2 de la Guía AASHTO.
2. Se ha seguido el procedimiento denominado 2 para la estimación de la demanda sísmica en la misma

- publicación.
3. La demanda de desplazamientos se ha estimado a partir del espectro elástico de cálculo definido en términos de aceleración, dividiendo las aceleraciones por el cuadrado del periodo por  $\pi$  en cada punto.
  4. Se han supuesto unas propiedades de los materiales nominales de acuerdo con la Guía del AASHTO. Así para el hormigón se ha tomado una resistencia compresión igual a 1,3 veces la característica, y para el acero se ha tomado un límite elástico de 468 MPa y una deformación asociada al límite elástico de 0,0023.
  5. En las zonas donde se prevea la formación de rótulas se ha dispuesto una cuantía de armadura de confinamiento definida según el apartado 5.10.11.4.1.d de AASHTO, y se han tenido en cuenta las propiedades del material confinado según la formulación desarrollada por Mander y Priestley, tomándose una resistencia del hormigón de 59 MPa y una deformación última del 8 por mil.

Con estas hipótesis se han analizado los fustes mediante el método del empuje incremental.

Este método se basa, en primer lugar, en efectuar un cálculo no lineal mecánico y geométrico del fuste sometido a los axiles pésimos concomitantes con la acción accidental de sismo, y junto con una serie de fuerzas horizontales crecientes que representan el efecto de la componente horizontal de la acción sísmica. A partir de la aplicación de estas cargas crecientes se ha construido una curva carga-desplazamiento o P- $\delta$  para el elemento analizado. En este análisis se tienen en cuenta las ecuaciones constitutivas de los materiales, en función de que estén o no confinados, de acuerdo con los valores definidos en la AASTHO, como se ha indicado.

El análisis realizado ha tenido en cuenta los efectos de segundo orden a través de un modelo del fuste de la pila que considera la no linealidad geométrica (incremento de la flexión debida a la deformada del soporte) y la no linealidad mecánica (cambio de rigidez de los diferentes elementos en función del nivel de solicitaciones al que se encuentren sometidos).

En el análisis se ha considerado una cuantía de armadura longitudinal en las pilas del orden del 1% de la sección de hormigón, en toda la altura de la pila.

Las longitudes de las trepas inicial y final se han adaptado a las longitudes mínimas de la rótula plástica, y se han adaptado los armados para evitar tener solapes de armadura en las zonas de rótulas, lo que obliga a modificar los detalles tradicionales de arranque de la armadura vertical.

Para el análisis del sismo transversal se ha considerado, además de las hipótesis definidas en el apartado previo, un incremento del amortiguamiento asociado a la formación de una rótula en la base de la pila.

Para ello se ha estimado la ductilidad debida al sismo considerando un amortiguamiento del 5 %. El valor estimado es de 1,54, para el que se tiene un amortiguamiento del 10% siguiendo la formulación de Priestley.

$$\xi_{eq} = 0.55 + 0.444 * \left( \frac{\mu-1}{\mu*\pi} \right) \quad (1)$$

## 5. Construcción del puente

### 5.1. Trabajos de acceso a las cimentaciones de pilas

El proyecto redactado en 2015-2016 incluía la definición de las obras necesarias para materializar los caminos de acceso a la base de las pilas para la construcción de las cimentaciones y alzados de pilas.

El material de relleno de las laderas existente en el momento de redactar el proyecto

estaba formado por una acumulación de rellenos antrópicos, sobre todo en el lado sur, en el que la ladera era en realidad una inmensa escombrera.

En octubre de 2017 unas lluvias intensas provocaron un deslizamiento del material de relleno al este del puente existente que, aunque no afectó a la zona de acceso prevista, puso de manifiesto la magnitud del volumen a retirar y la dificultad de las obras de acceso.

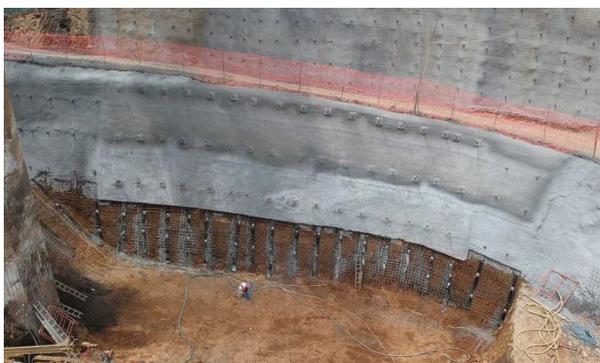


**Figura 6. Deslizamiento de rellenos en la zona próxima al estribo sur. Octubre de 2017**

La ejecución de los caminos de acceso a la base de las pilas ha sido pues complejo, y en línea con lo indicado en proyecto ha requerido la ejecución de sostenimientos provisionales importantes.



**Figura 7. Vista aérea del accesos a base de la pila 2**



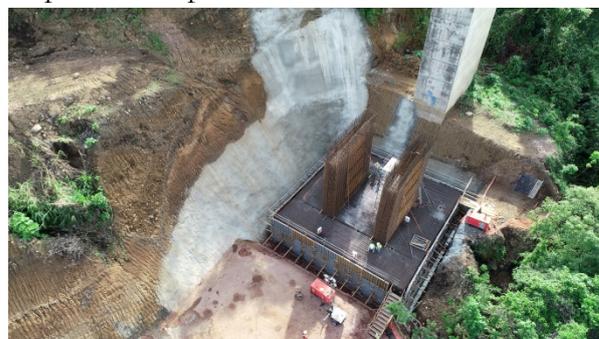
**Figura 8. Sostenimientos provisionales en caminos de acceso para ejecución de cimentaciones**

El trazado adoptado ha variado ligeramente respecto de lo previsto, y se han empleado otras soluciones además de las previstas, como terraplenes reforzados con geotextiles, pedraplenes, etc.

## **5.2. Ejecución de cimentaciones y alzados de pilas**

La construcción de las cimentaciones se ha realizado sin afectar a las cimentaciones del puente adyacente.

La programación de las obras ha sido afectada por los trabajos de los caminos de acceso, de forma que la pila norte o pila 2 se ha finalizado con unas semanas de adelanto respecto de la pila sur.



**Figura 9. Ferrallado de cimentación y arranques de la pila 2**



**Figura 10. Trabajos de hormigonado de cimentación de pila 2**



Figura 11. Trabajos en trepa 6 de pila 2



Figura 12. Pila 2 finalizada hasta el nivel inferior de la dovela cero

### 5.3. Inicio de ejecución del tablero

En el momento de redacción de esta comunicación se está finalizando el alzado de la pila 1, y se ha hormigonado y tesado la dovela cero de la pila 2, en la que se está procediendo a desmontar los encofrados.

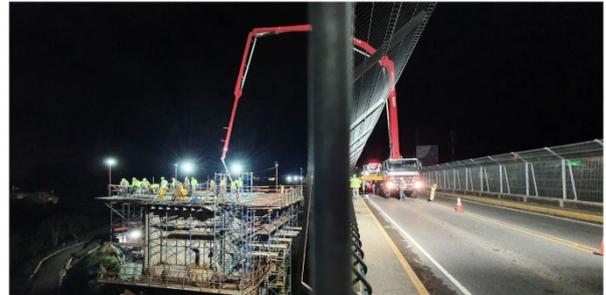


Figura 13. Hormigonado de losa superior de dovela cero de P-2



Figura 14. Hormigonado de losa superior de dovela cero de P-2



Figura 15. Tesado de dovela cero en P-2

Se prevé que en las próximas semanas se monten las vigas de desplazamiento del carro de avance, el propio carro, y los encofrados laterales exteriores, de los voladizos, e interiores, así como las vigas de soporte para desplazamiento interior, encofrados de techo y plataformas de frente de fase.

La ejecución de las dovelas seguirá el ciclo clásico de este tipo de elementos:

- Avance del carro.
- Adaptación de encofrados laterales exteriores e interiores a la geometría de la nueva dovela.
- Nivelación de encofrados exteriores, de fondo y laterales del carro.
- Montaje de armadura de solera y hastiales.
- Montaje de sistema de postesado de losa inferior, en su caso.
- Avance y colocación de encofrados interiores y de techo de carro.
- Montaje de armadura de la losa superior.
- Montaje de sistema de postesado de construcción en losa superior: anclajes activos y pasivos, vainas, orugas de aireación, y enfilado de cables.
- Comprobación de la nivelación de los carros.
- Hormigonado de la dovela, por fases.
- Tesado de dovela, inyección de lechada y fin el ciclo.

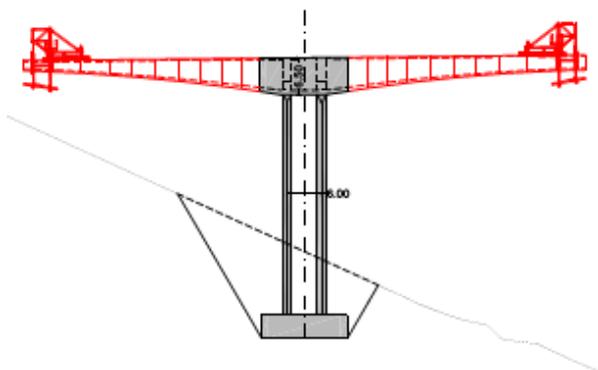


Figura 16. Esquema de construcción mediante voladizos sucesivos

#### 5.4. Ajustes realizados al proyecto del tablero

El Consorcio Virilla 32, formado por Puentes Infraestructuras y MECO, ha propuesto algunas modificaciones al proyecto del tablero que se describen a continuación.

En primer lugar, las dimensiones de los carros de avance son más modestas que lo previsto en la fase de proyecto, por lo que se ha podido reducir la longitud de la dovela cero. Así, la longitud de la dovela cero se reduce de los 15,50 m previstos en proyecto a 9,50 m, y el número de dovelas a ejecutar avanzando en voladizo en cada semi-vano central pasa de 13 a 12.

Esta reducción en la longitud de la dovela cero a su vez ha implicado una redefinición del número de dovelas y de su longitud.

El número y longitud de las dovelas de proyecto y de la propuesta del consorcio para el semi-vano central son:

Proyecto FHECOR:

$$7,75(\frac{1}{2}D-0)+3,25+2x3,5+4x4,0+6x5,0 \text{ m}$$

Propuesta Consorcio:

$$4,75(\frac{1}{2}D-0)+4,25+11x5,00 \text{ m}$$

Por otro lado, se han realizado algunas modificaciones en el pretensado de construcción, planteadas para optimizar cuantías o para evitar interferencias con los elementos de anclaje del carro de avance. Las modificaciones más importantes son:

- a) Se ha reducido ligeramente la cuantía del pretensado de construcción al haberse reducido el número total de cables, por tenerse una dovela menos en cada semivano.
- b) Se ha modificado el trazado en planta del pretensado de construcción. En proyecto se previó un trazado parabólico para limitar las pérdidas por rozamiento, con un trazado en el que el anclaje del cable en el frente de la dovela no es paralelo al eje del tablero.

Este trazado se ha modificado por uno con una curva y contracurva, para gestionar de forma sencilla los elementos de anclaje del carro en la losa superior. Esta modificación implica tener mayores pérdidas por rozamiento aunque mejora la ejecución de los anclajes en el frente de la dovela.

- c) Se ha modificado el proceso de tesado del pretensado de construcción, pues en proyecto se previó tesar los cables desde un solo extremo, para reducir las operaciones, alternando el semivano desde el que se tesaban los cables para uniformizar las pérdidas a lo largo del tablero, y en la propuesta del Consorcio se prevé tesar todos los cables desde ambos extremos, salvo las primeras 3 dovelas que apenas tienen curva en planta.

#### ***5.4. Previsiones para el control geométrico durante la construcción***

Desde la fase de estudio de alternativas el CONAVI hizo hincapié en que debían tomarse las medidas necesarias para que las deformaciones finales no generasen problemas estéticos ni funcionales.

Para ello en la fase de obra se ha realizado una primera estimación de las contraflechas, que se irá ajustando en función del proceso constructivo finalmente previsto para el tablero construido por avance en voladizo, una vez se disponga de información sobre los tiempos entre fases, el momento de retirada de carros, ejecución de dovelas de cierre, descimbrado de tramos laterales, etc.

Hay que tener en cuenta que algunas de las variables implicadas en la estimación de las contraflechas tienen incertidumbres, algunas de las cuales no pueden resolverse en la fase de construcción.

En primer lugar hay que señalar que el pretensado produce en estos casos inferiores a las estimadas en los modelos de cálculo, de

acuerdo a la experiencia adquirida en casos similares anteriores. Se espera que estos efectos puedan calibrarse y corregirse durante la construcción.

Las deformaciones diferidas son el aspecto más determinante para conseguir un buen resultado final, y el que presenta mayores incertidumbres para estimarlo correctamente por la gran dispersión de los resultados disponibles en experiencias previas y la variedad de factores que intervienen.

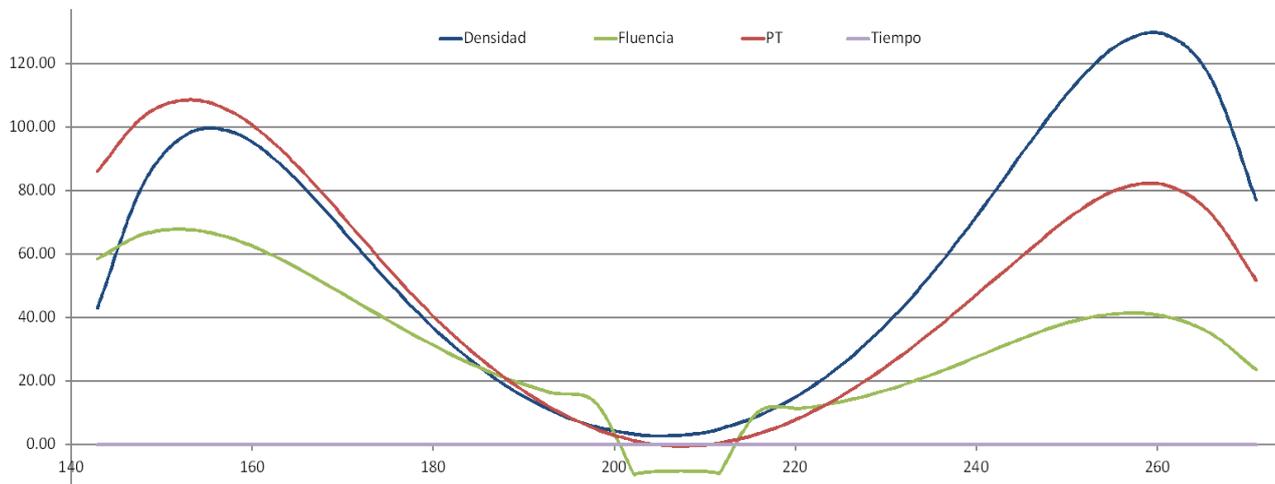
Hay otros factores como la temperatura ambiente, el viento, sobrecargas de construcción, etc. que no afectan a las contraflechas, pero que han de considerarse adecuadamente durante el protocolo de control geométrico para corregir los datos tomados en obra como corresponda.

Con el objetivo de evaluar los efectos de cada variable se realizó un análisis de sensibilidad de las deformaciones del que se han extraído algunas conclusiones:

- La incertidumbre de las cargas reológicas (fluencia y retracción), tienen una importancia decisiva en el cálculo de las contraflechas. Una subestimación de las mismas resultará en puentes con deformaciones excesivas, no admisibles por las normativas aunque no supongan un riesgo estructural.
- El valor de la densidad del hormigón cobra importancia en el cálculo de las contraflechas de las dovelas más alejadas de la pila. Hay que indicar que las variaciones de densidad están limitadas al entorno del 5%.
- Es importante ajustar las magnitudes de las deformaciones asociadas al pretensado durante el proceso constructivo.
- El cálculo de las contraflechas para obtener deformaciones nulas a distintas edades de la estructura no es muy significativo teniendo en cuenta que una parte importante de las deformaciones

reológicas se dan en los primeros años de vida del puente.

La gráfica que se presenta a continuación no es completamente simétrica por la diferente configuración del semivano central y el lateral.



## 6. Previsión de avance de las obras

Aunque no se dispone de un plan de obra actualizado a la situación actual, se prevé que en junio de 2020 haya finalizado la construcción del tablero en voladizo, previendo una duración de los trabajos de ejecución de dovela cero en P-1 de un mes y medio, un plazo de un mes para el montaje del carro e inicio del avance en voladizo, y tres meses y medio para la ejecución de cada uno de los voladizos.

### Referencias

- [1] Sétra. Design Guide. Prestressed concrete bridges built using balanced cantilever method. September 2007.
- [2] Mathivat, Jaques. Construcción de Puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos. Editores Técnicos Asociados. Barcelona, 1980.
- [3] Sheyro, Teddy. Precast Balanced Cantilever Bridge Design Using AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Segmental Bridge Institute. July 2004.

- [4] Priestley, MJN, Sieble, F. Calvi, GM. Seismic Design and retrofit of bridges. 1996 John Wiley & Sons Inc.