

Nuevo Puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional 147 de Costa Rica. Proyecto y Construcción

Design and construction of new Virilla River Bridge, in the Costa Rica National Route 147

Jose Romo Martín^{*,a}, Francisco Prieto Aguilera^b, Lola Capdevila González-Navia^b,

Antonio Carmona Herrero^c, Piero Facchini^d, Juan Carlos Rosas^e

^a Ingeniero Caminos, Canales y Puertos, FHECOR Ingenieros Consultores, S.A., Consejero Delegado

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.

^c Ingeniero de Minas. COPISA. Gerente de la obra.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Consultor. Jefe de OT durante las obras.

^e 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 147 de Costa Rica, conocida como Radial Lindora. Se trata de un puente pórtico con un tablero mixto y unas pilas metálicas formadas por dos fustes conectados transversalmente por unos arriostramientos excéntricos o EBF por sus siglas en inglés. El puente proyectado responde a unos condicionantes constructivos muy importantes que se han tratado de emplear como una oportunidad para alcanzar la mejor solución de proyecto y proceso constructivo posibles. UNOPS ha actuado como gestor del proyecto y la obra, que ha finalizado en el plazo previsto y sin desviaciones de presupuesto significativas.

ABSTRACT

The new bridge over the Virilla River is part of the Costa Rican National Route 147 (Radial Lindora) duplication works. The rigid frame bridge has a steel-concrete composite deck and steel piers formed by two elements transversely connected by eccentric braced frame elements. The designed bridge had to meet a series of stiff construction constraints, which were exploited as a driving force for creativity during design and construction. UNOPS has acted as manager of the project and construction processes, which have met the expected timeframe and budget.

PALABRAS CLAVE: puente, acero, pórtico, rótulas, arriostramiento excéntrico

KEYWORDS: bridge, steel, frame, hinges, eccentric bracing frame

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 Radial Lindora, Ruta Nacional 147.

2. Condicionantes de proyecto y alternativas contempladas

El puente proyectado responde a una serie de condicionantes que se resumen a continuación.

Las propiedades colindantes y las expropiaciones necesarias, así como la presencia de numerosos servicios afectados (líneas eléctricas de alta y media tensión, línea de telecomunicaciones, conducciones de agua, canal de aprovechamiento hidroeléctrico...), determinaron la ubicación en planta del nuevo puente, situado aguas abajo del existente.

Anchura del tablero del puente y fases constructivas: el puente nuevo debía albergar 2 carriles de 3,60 m y acera de 1,50 m más los correspondientes espacios para arcones y barreras, siendo necesario para ello un ancho de tablero de 11,00 m.

Separación mínima entre los puentes: se determinó una separación entre los bordes del tablero existente y del nuevo de 1,25 m, con la finalidad de no afectar a las torres de alta tensión situadas próximas al estribo sur, ni a las cimentaciones del puente existente.

Aspectos geológicos y geotécnicos, ya que el origen del material de la es volcánico, de tipo rocoso y se pueden diferenciar dos grupos, ignimbritas y lavas andesíticas.

Plazo de ejecución: el diseño del puente debía tener en cuenta un plazo de construcción máximo de 12 meses.

Otros aspectos como los topográficos, e hidráulicos no fueron condicionantes.

Consideraciones adicionales del MOPT costarricense, que indicó que:

- Los condicionantes estéticos no serán condicionantes.
- Podían plantearse soluciones de hormigón o acero indistintamente.
- En relación al mantenimiento, se solicitaron soluciones encajadas con criterios de mínimo coste de conservación y mantenimiento, tanto en lo referente a los elementos

estructurales como a los no estructurales como las juntas, aparatos de apoyo y defensas.

- En cuanto a la estrategia antisísmica, la directriz del MOPT fue acudir a soluciones que no implicasen mantenimiento futuro en la medida de lo posible.

Con estos antecedentes se contemplaron cuatro alternativas con una longitud similar a la del puente existente, tratando de minimizar la ubicación de pilas en la parte inferior de la ladera: una réplica del puente existente, una solución en pórtico metálico, una solución arco de tablero superior metálico, y una solución cajón metálico de canto variable con vanos de compensación de hormigón macizos en los accesos.

Se propuso para su desarrollo a nivel de proyecto de construcción la solución de pórtico mixto de canto variable, ya que es la que mejor se adaptaba a los condicionantes existentes.

3. Descripción del puente proyectado

La solución adoptada para el cruce sobre el cauce del río Virilla de la Ruta Nacional No. 147 Radial Lindora es un puente pórtico de estructura mixta hormigón– acero, de 132,65 m de longitud, dividida en tres vanos de 39,50m, 54,00 m, y 39,15 m.

El tablero propuesto tiene una anchura de 12,10 m, que le permite albergar un sistema de contención de vehículos de 0,50 m de ancho en cada lado de la calzada, un arcén exterior de 0,50 m, dos carriles de 3,60 m, un arcén interior de 2,20 m, y una acera de 1,20 m.

El ancho permitirá albergar, en el futuro, una calzada de tres carriles de 3,30 m sin arcones, conservando la acera de 1,20 m de anchura.

El tablero es una sección formada por dos vigas armadas de altura variable entre 1,70 m en los ejes de apoyos en estribos y en la

sección central del vano central, y 2,50 m en la sección de unión de las pilas con el tablero.

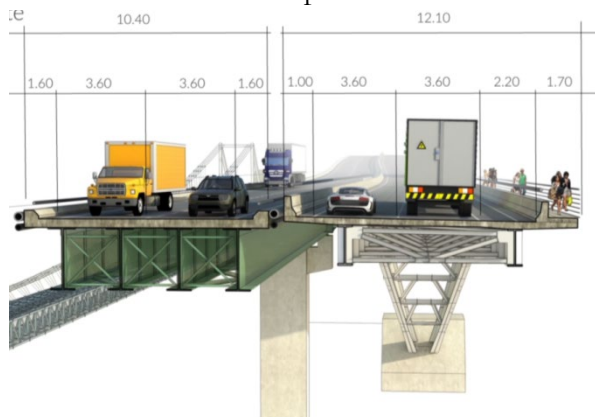


Figura 1. Secciones transversales del puente existente (izquierda) y del nuevo (derecha)

El tablero tiene peralte constante. Se ha optado por definir las dos vigas con su ala inferior a la misma cota, por lo que la viga izquierda tiene 152 mm menos de altura que la viga derecha.

Las dos vigas están conectadas por la losa superior, así como por una serie de diafragmas transversales intermedios en K, dispuestos con una separación típica de 4,90 m en los tramos laterales y de 4,40 m en el tramo central.

Además, se ha previsto un sistema de arriostramientos transversales situado bajo las alas superiores de las vigas, cuyo objeto es asegurar la estabilidad del conjunto durante el proceso constructivo.

La posición de las cimentaciones de las pilas inclinadas se ha definido de forma que su cota sea la máxima posible compatible con las condiciones de borde a cumplir para poder cimentar directamente sobre la roca.

Las pilas están, como el tablero, formadas por dos vigas armadas con sección transversal doble T, y están conectadas mediante un sistema de arriostramientos excéntricos EBF (*Eccentric Braced Frame*) que, además de asegurar la estabilidad lateral de las pilas, permiten la formación de rótulas plásticas en el caso de un evento sísmico de gran magnitud.



Figura 2. Vista de una de las pilas ante el montaje

Se ha previsto articular las pilas de forma provisional durante la ejecución, y que se empotren en una segunda fase soldando el arranque de las pilas a una chapa de anclaje pretensada mediante barras contra la zapata.

En cuanto a los estribos, la posición de la cimentación de la pila 1 y las exigencias de gálibo necesarias para permitir el cruce bajo el puente de un camino de servicio de un canal, llevaron a disponer el estribo sur en un punto adecuado para evitar afectar al canal con las excavaciones necesarias, disponer de una luz del vano extremo adecuada, y minimizar las excavaciones próximas a la cimentación de las torres de alta tensión. El estribo norte se dispuso de forma que el encaje en alzado fuera simétrico. Por lo demás, los estribos son estribos cerrados convencionales.

Un aspecto poco convencional del proyecto es la estrategia antisísmica adoptada para la dirección transversal. Se proyectaron unos arriostramientos EBF (*Eccentric Braced Frame*) en forma de K entre los fustes de las pilas, de forma que el sistema permitiera la formación de rótulas plásticas en el caso de un evento sísmico importante en esta dirección.

El puente es muy rígido en ambas direcciones por su propia configuración, y en la dirección transversal la rigidez se incrementó en la fase de proyecto de detalle al aproximar los arranques de los elementos de las pilas para reducir las excavaciones y dimensiones de las cimentaciones.

En la dirección longitudinal, los esfuerzos del sismo se transmiten a la cimentación por un mecanismo de axil y flexión global en las pilas. En los estribos se dispusieron apoyos libres en la dirección longitudinal.

Transversalmente, la estrategia antisísmica se basa en la disipación de energía por la eventual formación de rótulas plásticas en las pilas. El sistema propuesto consiste en el diseño de Pórticos con Arriostramiento Excéntricos (*Eccentrically Braced Frames, EBF*).

Geométricamente, los EBF son pórticos en los que uno de los extremos de los arriostramientos diagonales intersecta con el montante con una cierta excentricidad respecto de la diagonal adyacente, creándose una zona entre estos dos nudos en la que se puede formar una rótula plástica, bien por un mecanismo de flexión o bien de cortante, en función de las dimensiones del elemento y rigidez relativa respecto a los elementos adyacentes, disipando así energía a través de la rótula.

Existen diferentes tipos de EBF en función de la posición de las rótulas, pero en todos los casos deben cumplir [1] y [2] los siguientes requisitos:

- Las rótulas solo pueden estar formadas por vigas doble T o tubos armados
- Limitación de la capacidad de giro de la sección en función de la longitud de la rótula (e) y de su capacidad plástica a flexión y cortante.

$$\text{Si } e \leq 1.6 \cdot M_p / V_p \rightarrow \alpha \leq 0.08 \text{ rad}$$

$$\text{Si } e \geq 2.6 \cdot M_p / V_p \rightarrow \alpha \leq 0.02 \text{ rad}$$

- La sección de la rótula debe cumplir la siguiente relación de inercias entre sus dos ejes principales, $I_y > 0.67 \cdot I_x$
- La ductilidad del sistema se obtiene como la relación entre el cortante solicitante elástico y el cortante máximo esperable. El cortante máximo esperable es el cortante máximo posible que puede transmitir la rótula para conseguir el giro α deseado, y que para secciones armadas con sección cajón vale:

$$V_{esperable} = R_y \cdot V_n \cdot 1.40 \quad (1)$$

Siendo R_y la relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico de cálculo, y V_n la capacidad a cortante de la sección, limitada por la capacidad a cortante y a flexión de la rótula según las expresiones siguientes:

$$V_n = V_p = 0.60 \cdot f_y \cdot A_{lw} \quad (2)$$

$$V_n = 2M_p / e \quad (3)$$

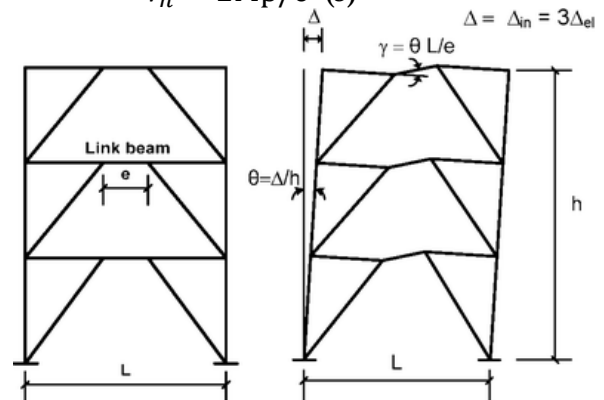


Figura 3. Configuraciones del EBF dispuesto en las pilas del Puente de la RN-147

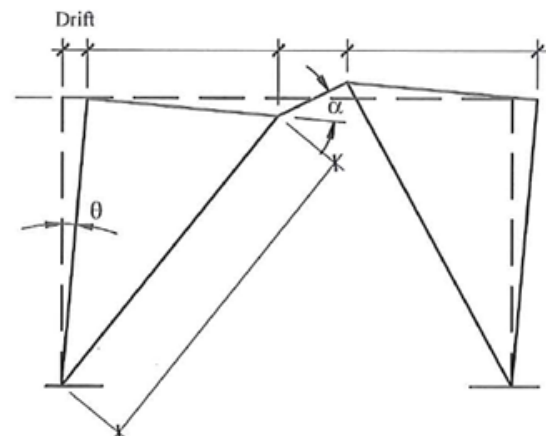


Figura 4. Esquema de formación de rótulas y de las deformaciones en un pórtico con un EBF.



Figura 5. Formación de rótula en un EBF según ensayos de Mansour [3]

4. Construcción del Puente

Las obras del nuevo puente fueron adjudicadas por UNOPS a COPISA S.A.

El procedimiento constructivo ha estado fuertemente condicionado por la compleja morfología de la zona, por el reducido espacio en el cual se ha tenido que encajar la estructura, y por la presencia de líneas de alta tensión en ambos lados del puente que ha obligado a operaciones muy delicadas durante las fases de colocación de las pilas, que han diferido ligeramente de las previstas en proyecto.

4.1 Cimentaciones de pilas

Las cimentaciones de las pilas se encuentran a unos 20 m respecto de la rasante, por lo que sus excavaciones se han realizado por fases empleando un refuerzo de cosido con barras y hormigón proyectado en los paramentos que han quedado expuestos. Se han realizado los trabajos por fases de unos 2 m de altura, siempre en sentido descendente. Esta circunstancia ha implicado tener zonas de trabajo reducidas, lo que a su vez ha obligado a usar medios poco potentes hasta alcanzar la cota de cimentación.



Figura 6. Excavación de la zona superior de la pila norte



Figura 7. Colocación del ferralla en zapata de pila norte

Las zapatas de las pilas se han realizado en dos etapas. Una primera en que se ha construido la zona inferior más próxima al talud excavado, dejando embebidas las placas de anclaje sobre las que posteriormente se han colocado las pilas mediante rótulas provisionales.



Figura 8. Ejecución en taller de ménsula embebida en cimentación y de la chapa para conectar la pila articulada

La segunda fase de hormigonado de las zapatas se ha realizado una vez cerrado el tablero y colocadas las prelasas. Posteriormente se ha transformado la rótula de apoyo en empotramiento y se ha tesado la chapa de anclaje contra la cimentación.

4.2. Colocación y volteo de pilas

Las pilas se fabricaron por tramos de dimensiones apropiadas para su transporte a obra y ensamblaje final *in situ*.

La pila norte se ha izado y colocado en una sola pieza de unos 25 m de longitud y 720 kN de peso, empleando tres grúas de diferentes capacidades, emplazando la grúa más potente, de 450 t, justo en correspondencia con el eje de apoyos del tablero en el estribo norte.



Figura 9. Puesta en obra de la pila norte

La pila sur se ha colocado en dos tramos debido a la presencia de líneas de alta tensión en las proximidades y por la dificultad de emplazar una grúa de adecuada potencia para efectuar las operaciones en una sola fase. La longitud total de la pila de unos 29 m y su peso de 880 kN. Cada uno de los tramos se ha montado con tres grúas.

Al finalizar la colocación de las pilas, estas últimas quedaron en posición vertical, arriostradas frente a eventuales acciones horizontales mediante un conjunto de puntales y tirantes.

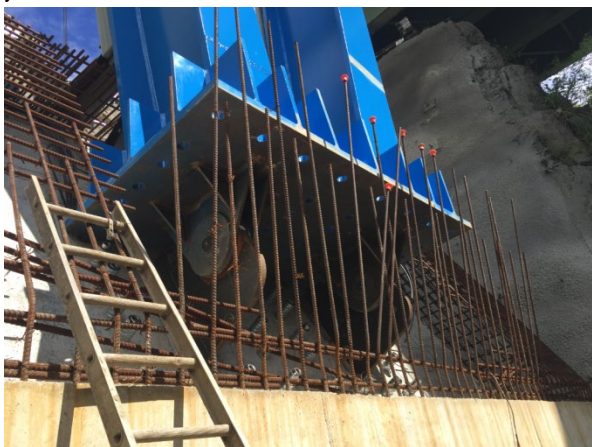


Figura 10. Detalle de la rótula de la pila norte, y perforaciones en la chapa base para enhebrado de barras de postesado entre pila y zapata

El volteo de las pilas se realizó justo antes de que cada uno de los semitablero estuviera listo para su lanzamiento, rotando alrededor de la articulación de la base hasta su posición definitiva. Para el volteo se ha necesitado un elemento que generara el impulso para vencer la fuerza de gravedad y de rozamiento de la pila en posición vertical, de tal manera que, una vez alcanzada una determinada posición, fuera el propio peso de la pila que permitiera su rotación. Esto se ha materializado tirando con cable desde el lado opuesto del puente.

Además, se ha dispuesto un elemento de retenida para frenar y retener la pila una vez que esta hubiera empezado a voltear. La solución adoptada ha sido una pareja de cables conectada a la zona superior de la pila con una viga balancín, y anclada al estribo.

Estos medios auxiliares fueron suministrados y operados por ALE Heavylift.



Figura 11. Volteo de la pila norte

4.3. Montaje y lanzamiento del tablero

Tras la fabricación del tablero en taller se procedió a su transporte a obra en piezas de dimensiones compatibles con las restricciones al transporte en la zona. El ensamblaje de los semitablero en obra se realizó en las zonas de acceso a los estribos para prepararlos para el lanzamiento.

El proceso más delicado de las obras ha sido, sin duda, el empuje del tablero. Se ha efectuado desde ambos lados, comenzando por el norte.

La solución planteada consistió en la colocación de cada semitablero, de aproximadamente 60 m cada uno, sobre un sistema de patines capaces de desplazarse longitudinalmente hasta emplazar las vigas en su ubicación final.

En estos trabajos COPISA contó con la colaboración de ALE Heavylift, que ha suministrado los equipos necesarios al empuje.



Figura 12. Alineación y montaje del semitablero norte

Para garantizar un adecuado comportamiento y evitar problemas de vuelco del tablero, sobre este se han dispuesto unos bloques de hormigón y unas prelosas con función de contrapesos. Los bloques se han emplazado en correspondencia con el diafragma de estribos, con un peso de 430 kN. Las prelosas, que todavía no estaban conectadas al tablero, se han emplazado a continuación del contrapeso, en una longitud de 27 metros. El peso de las prelosas era de $2,4 \text{ kN/m}^2$.



Figura 13. Semitablero lado norte listo para el empuje con los contrapesos y prelosas.

Para el empuje se han empleado dos parejas de patines de 3000 kN, una pareja de patines de 900 kN más otra pareja de dos patines de 1500 kN. Los patines se desplazan sobre carriles previamente ubicados en el trasdós de cada estribo y sobre una estructura metálica expresamente diseñada y construida delante del mismo estribo. Entre patines y railes se interponen placas de neopreno teflón.

Los patines permiten desplazamientos de 400 mm en cada movimiento, tanto en tracción como en empuje. Los elementos de reacción son los mismos railes.

Además, cada patín está dotado de un gato que permite desplazamientos verticales para ajustar la posición del tablero.

Durante la primera etapa de empuje los patines se desplazan sobre los carriles ubicados en el trasdós del estribo que, a su vez, descansan sobre losas longitudinales de hormigón armado separadas 4,5 m y que se apoyan sobre el terreno. En esta zona la pendiente de los carriles es del 1%. Durante esta primera etapa solo se emplean los patines de 900 kN y los de 1500 kN, colocados en batería. En la parte trasera, los patines de 900 kN soportan el tablero en correspondencia con una nariz metálica conectada en la parte trasera del diafragma de estribo mientras los patines en batería de 1500 kN se emplazan debajo de una viga transversal situada aproximadamente a 30.6 m respecto al eje de apoyos. La nariz trasera se materializa con una estructura triangulada conectada mediante rótulas al diafragma de estribo.

Con esta configuración se ha efectuado la primera fase de empuje, alcanzando una longitud total de desplazamiento de aproximadamente 18 m.

Durante la segunda etapa de empuje los carriles se apoyan en parte sobre las losas descritas anteriormente y en parte sobre una estructura metálica auxiliar emplazada delante de cada estribo.

La primera fase del empuje termina al alcanzar el trasdós del estribo los patines delanteros. Delante del estribo se disponen dos parejas de patines capaces de soportar una carga de 3000 kN cada uno. En este momento se produce un cambio en los apoyos. La carga soportada por los patines delanteros de la configuración inicial se transmite a la pareja de patines más adelantada, colocada sobre la citada estructura auxiliar.

En esta zona, la pendiente entre railes es del 2%, con una separación de 7,00 m, equivalente al intereje de las vigas del tablero.

Los nuevos patines soportan el tablero, en su zona delantera, en correspondencia con el diafragma de pila. Simultáneamente se mantiene el apoyo en la nariz trasera. Una vez transferida la carga a los patines delanteros, se desmontan los patines y la viga transversal emplazada a 30600 mm del eje de apoyos. Estos elementos se reutilizan para el desplazamiento del semitablero del lado sur.



Figura 14. Vista de la estructura auxiliar lado sur en fase de montaje antes del empuje

Con este esquema se continúa con el deslizamiento del tablero hasta que el diafragma donde debe apoyarse el tablero para su empuje definitivo se sitúa delante del estribo. Se trata de un desplazamiento de aproximadamente 9,80 m.

En esta nueva posición se efectúa un nuevo cambio en la posición de los apoyos: los patines de 3000 kN delanteros se descargan, transfiriendo la carga a la otra pareja de patines

de 3000 kN que se había quedado delante del estribo, y más próximos a éste. A continuación se retiran los patines anteriores. La nueva configuración de apoyos del tablero resulta formada por dos patines en correspondencia con la nariz trasera y dos patines debajo de las vigas del tablero, en correspondencia con uno de los diafragmas del mismo. El deslizamiento del tablero prosigue hasta la posición definitiva, manteniéndose siempre apoyado sobre el grupo de patines.

Una vez alcanzada la posición definitiva se procede al gateo del tablero, colocando el diafragma de estribo sobre los apoyos correspondientes. Posteriormente se baja el tramo delantero hasta que las dos vigas entren en contacto con las “patas” de la pila y pueda así efectuarse la soldadura de continuidad entre estos dos elementos.



Figura 15. Transferencia de cargas entre las dos parejas de patines emplazadas delante del estribo. El patín a la derecha, situado sobre el diafragma de pila, se descarga transfiriendo la carga al patín de la izquierda

La soldadura de unión entre tablero y pila ha resultado muy compleja por su longitud y los espesores de los elementos involucrados.

Una vez conectada la pila con el semitablero el conjunto se encuentra apoyado tanto sobre las rótulas de pila como sobre los apoyos en estribo y arriostrado longitudinalmente mediante los tirantes que conectan la zona superior de la pila con sendos anclajes en el estribo.

Esta configuración no es estable, por lo que antes de transferir la carga vertical a la pila ha sido necesario generar otro sistema de arriostramiento y anclaje mediante una estructura metálica colocada detrás del estribo en prolongación con las vigas del tablero que ha hecho las veces de punto fijo del tablero.



Figura 16.Punto fijo en el trasdós del estribo norte

El proceso de empuje del semitablero del lado sur ha sido exactamente idéntico al del tramo norte, salvo por el hecho de que una vez realizada la unión pila – tablero se han mantenido los patines activos hasta la colocación del tramo central del tablero para evitar la ejecución de un punto fijo en un estribo de dimensiones mucho menores al estribo norte.

Por otro lado, la presencia de los patines sobre la estructura auxiliar ha permitido hacer algunos ajustes menores en alzado para facilitar el encaje de los tres tramos de tablero.



Figura 17.Vista aérea del puente antes de la colocación del tramo central

La colocación del tramo central del tablero se ha efectuado en una noche,

aprovechando el cierre al tránsito del puente existente.



Figura 18.Colocación de una viga del tramo central

Las vigas se han colocado una a una, usando dos grúas ubicadas en el tablero del puente adyacente. Cada viga tiene una longitud de 13,20 m y un peso de unas 35 kN.

Una vez presentadas las vigas se ha procedido a su conexión con el resto del tablero y al montaje de los diafragmas en la zona central.

4.4. Losa superior

La losa del tablero se ha hormigonado por fases sobre las prelas colaborantes previamente puestas en obra.

En la dirección transversal se han hormigonado, en primer lugar, las bandas en correspondencia con las dos vigas principales. Posteriormente, se han hormigonado la zona central entre vigas y los voladizos.

En la dirección longitudinal el proceso se ha desarrollado primero en la zona sur, luego en la zona norte y el tramo central y, finalmente, se han hormigonado las zonas sobre pilas.



Figura 19.Hormigonado de la losa del tablero



Agradecimientos

Aprovechamos esta comunicación para agradecer a la UNOPS la confianza depositada en nuestro equipo como gestor del contrato, y la colaboración de los técnicos del MOP y del CONAVI que participaron en el proceso.

Referencias

- [1] American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Jun 2010. ly 2016
- [2] FEMA 451 NEHRP Recommended Provisions for seismic regulations for new buildings and other structures: Design Examples. August 2006.
- [3] Mansour, Nabil. Development of the design of eccentrically braced frames with replaceable shear links. Master Thesis. University of Toronto. 2010.