

Ampliación y refuerzo del Puente sobre el Río Virilla en la Ruta Nacional 32 en San José, Costa Rica

Widening and retrofitting of the existing bridge over Virilla River in National Route 32 in San José, Costa Rica

Alberto Martín Galán^a, Javier Torrico Liz^b, Hugo Corres Pieretti^c, Juan Rodado López^d, Denis Fabián Fernández Mesén^e, José Ignacio Carrera Masiá^f

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Director de Departamento. amg@fhcor.es

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Director de División. jtl@fhcor.es

^cDoctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@fhcor.es

^dIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Grupo Puentes. Dirección técnica. j.rodado@grupopuentes.com

^eIngeniero Civil. UNOPS Costa Rica. Director de proyectos. denisf@unops.org

^fIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto. jicm@fhcor.es

RESUMEN

El puente existente sobre el río Virilla forma parte de la Ruta Nacional 32 de Costa Rica. La estructura, construida durante los años 80, presenta diversos procesos patológicos, los más importantes asociadas a una bajada de resistencia a compresión de los elementos de hormigón y vulnerabilidad sísmica, al no existir criterios sísmicos en el momento de redacción del proyecto. El proyecto de ampliación y refuerzo engloba una intervención global con el objetivo de subsanar estos daños, posibilitando además un incremento de la capacidad de la vía a través de la ampliación de calzada para alojar tres carriles de circulación.

ABSTRACT

The existing bridge over the Virilla River is part of the Costa Rican National Route 32. The structure was built during the 80's and exhibited several pathologies, the most relevant related with a significant loss of compressive strength of concrete elements and seismic vulnerability, since it was designed without any seismic criteria. The widening and retrofitting project includes a global intervention to repair and increase the structural capacity of the bridge as well as a deck widening to increase the roadway capacity up to three traffic lanes.

PALABRAS CLAVE: puente, rehabilitación, refuerzo, fibras de carbono, sismo, Costa Rica.

KEYWORDS: bridge, strengthening and retrofitting, CFRP fiber, seismic design, Costa Rica.

1. Introducción

FHECOR Ingenieros fue adjudicatario del concurso para la redacción del proyecto de rehabilitación y refuerzo del antiguo puente sobre el río Virilla, en la ruta nacional 32 de Costa Rica así como de los trabajos de asistencia técnica durante las obras. El proyecto se redactó

en el año 2022 y las obras fueron ejecutadas por la UTE Grupo Puentes-Constructora Meco durante los años 2023 y 2024.

El río Virilla separa las provincias de San José y Heredia, concretamente entre los distritos de San Juan de Tibás y San Miguel de Santo

Domingo de Heredia, en Costa Rica. El cruce de la RN-32 sobre el río se resuelve mediante dos estructuras paralelas, una por calzada. Una de ellas, la que da servicio al tráfico en sentido norte, es de reciente construcción y está formada por un puente de voladizos sucesivos con una luz máxima de 130 metros. La otra estructura, es un viaducto construido durante los años 80, con una longitud total de 285 m y dividida en 7 vanos. Esta última es la estructura objeto de intervención del proyecto.

La RN-32 en el tramo de actuación es una vía congestionada, siendo la principal carretera que atraviesa el Río Virilla en la zona este del Área Metropolitana de San José. Es además la principal vía de transporte de mercancías y personas desde el área metropolitana hasta el puerto del Caribe. En el tramo son constantes las aglomeraciones de tráfico, estimándose un tráfico de unos 42,000 vehículos por día y con un importante porcentaje de vehículos pesados.

La estructura presentaba diversos procesos patológicos, derivados fundamentalmente de la escasez de mantenimiento además de una bajada global de la resistencia a compresión de los elementos de hormigón. Adicionalmente, la estructura original era vulnerable frente a la acción sísmica dado que se diseñó sin criterio sísmico, al no existir norma al respecto en el momento de redacción del proyecto.

Todas estas razones motivaron la redacción del proyecto y ejecución de los trabajos de rehabilitación.

2. Descripción de la estructura

El viaducto tiene una longitud total de 285.65 m y está dividido en siete vanos de luces $31.00 + 47.20 + 82.80 + 47.20 + 26.15 + 25.60 + 25.70$ m. Está formado por un puente principal (vanos 2, 3 y 4) y cuatro vanos de aproximación (vanos 1, 5, 6 y 7). En la Figura 1 puede verse un alzado de la estructura.

El puente principal tiene una longitud de 177.20 m. Está formado por dovelas con sección cajón de hormigón pretensado con armadura postesa, y fue construido por voladizos sucesivos.

El tablero tiene 10.90 m de ancho y canto variable, con valores máximos de 4.15 m en pilas interiores y mínimos de 1.71 m en centros de vano y pilas extremas. La losa superior tiene voladizos simétricos de 2.70 m, con espesores variables entre los 0.18 y 0.20 m. Cuenta además con pretensado en dirección transversal, con cables espaciados aproximadamente 0.80 m. Por su parte, las almas del tablero son verticales, con una separación entre ejes de 4.85 m y espesor constante de 0.35 m. El núcleo inferior del cajón tiene una anchura de 5.20 m, con un espesor de losa variable, que va desde los 14 cm en las dovelas de menor canto hasta los 28 cm en las zonas de canto máximo (figura 2).



Figura 1. Alzado del puente. A la derecha el estribo 1

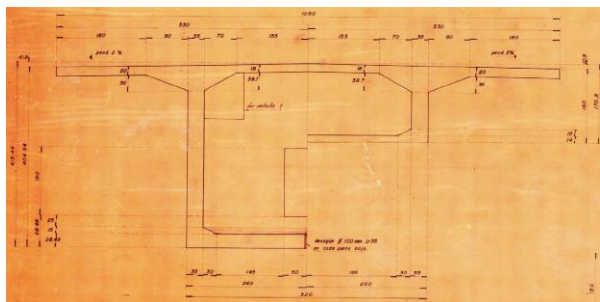


Figura 2. Sección transversal puente principal

Los vanos de aproximación están formados por tableros de vigas doble T de hormigón pretensado con armadura postesa, contando cada uno de ellos con cinco vigas de 1.60 m de canto espaciadas 2.25 m entre ejes de vigas. Sobre las vigas se apoya una losa superior de hormigón armado de 0.16 m de espesor medio, con voladizos simétricos de longitud 0.95 m, para una anchura total de tablero de 10.90 m. Cada uno de los vanos se completa con cuatro diafragmas transversales de hormigón armado, situados a cuartos de luz que se encargan de rigidizar transversalmente el vano y conectan las vigas entre sí (figura 3).

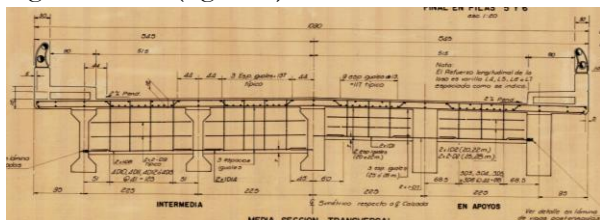


Figura 3. Sección transversal vanos de aproximación

Las pilas son de hormigón armado, y apoyan sobre cimentaciones directas de geometría rectangular y canto mínimo de 1.00 m. Debido a la orografía de la zona, la altura de las pilas varía de forma significativa.

Las pilas extremas del puente principal (pilas 1 y 4) son rectangulares, con alturas aproximadas de 25 m (pila 1) y 45 m (pila 4) y ancho constante de 10.60 m. La vinculación con el tablero se resuelve por medio de aparatos de apoyo de neopreno. Los fustes tienen forma rectangular y canto constante, con sección transversal hueca formada por dos células rectangulares separadas por un tabique central.

Las pilas 2 y 3 son las pilas interiores del tramo del puente principal y se encuentran empotradas al tablero. Las alturas de pilas son de 48 m para la pila 2 y 63 m en pila 3 con ancho constante de 10.60 m. Los fustes son rectangulares con canto constante y huecos, con tres células y dos tabiques de separación interiores.

Las pilas 5 y 6, están formadas por fustes de hormigón macizos, con sección rectangular variable a lo largo de la altura de estos y valores máximos en la zona baja. En la parte superior cuentan con un dintel de 10.16 m de anchura sobre el que se apoyan las vigas de hormigón. La diferencia de altura entre las pilas es de unos 10 m, con 28 m de altura en pila 5 y 18 m en pila 6.

Los estribos son abiertos, con una viga cabezal y dos fustes de ancho variable separados 6.75 m que apoyan sobre sendas zapatas rectangulares de 1.20 m de canto.

Los aparatos de apoyo son de neopreno zunchado, colocados uno bajo cada viga y dos en los apoyos extremos del cajón bajo las almas.

En lo relativo a las juntas de calzada, existen juntas en todos los apoyos excepto en las pilas 2 y 3.

3. Evaluación del estado de la estructura

Los estudios preliminares incluyeron, además de un análisis detallado de los planos, inspecciones y trabajos de campo de extracción de testigos, esclerometría, ensayos ultrasónicos y medición de pachometría y carbonatación. Todo este conjunto de ensayos permitió conocer el estado de la estructura, para definir en detalle la intervención a ejecutar.

Durante las mediciones realizadas en campo se estimaron recubrimientos mínimos de entre 15 y 40 mm en los elementos de la estructura, con valores mínimos en las vigas prefabricadas y el cajón del puente principal, con

valores más generosos sobre las pilas. En lo relativo a la profundidad de carbonatación, se midieron valores de hasta 1.5-2 cm en los elementos del tablero mientras que en las pilas se detectaron zonas con valores de profundidad de carbonatación de en torno a los 3 cm.

Los ensayos ultrasónicos permitieron tener una primera estimación de la resistencia a compresión del hormigón, obteniendo valores muy similares a los obtenidos en las roturas de probetas a compresión que se detallan a continuación.

3.1 Campañas de ensayos sobre elementos de hormigón

Se llevaron a cabo un total de dos campañas de trabajos de campo, que consistieron en la extracción y ensayo de testigos de hormigón. La primera de fase se realizó en 2019 y la segunda en 2021, (tabla 1).

Tabla 1. Testigos extraídos en cada campaña de ensayos

Elemento	1ª campaña (2019)	2ª campaña (2021)
Losa tablero	12	0
Vigas doble T	10	0
Pilas	31	0
Cajón de hormigón	36	49
Total	89	49

Los testigos extraídos se ensayaron a compresión y tracción, realizándose además mediciones en campo de pachometría, carbonatación y esclerometría.

La primera de las campañas fue la más completa, con un total de 89 testigos extraídos, repartidos en todos los elementos de la estructura. La segunda fase de los trabajos, realizada durante 2021, se centró en el tablero tipo cajón, del cual se extrajeron 49 testigos adicionales en posiciones similares a las de la primera campaña.

De los resultados de los ensayos a compresión de los testigos, se obtuvo la resistencia característica de diseño (f_c) y compararla con los valores indicados en los planos As-Built, ver tabla 2. El tratamiento estadístico se realizó de acuerdo a la norma ACI 21.4R-03.

Tabla 2. Resistencia característica a compresión f_c (MPa)

Elemento	1ª campaña (2019)	2ª campaña (2021)	Planos As-Built
Losa tablero	18	-	25
Vigas doble T	19	-	35
Pilas	17	-	25
Cajón de hormigón	24	24	35

Los resultados de resistencia a compresión son en todos los casos sensiblemente inferiores a los valores de resistencia de los planos As-Built. Para el caso de la losa del tablero y las pilas, la bajada de resistencia está en torno al 30%, mientras que para el caso de las vigas doble T, la reducción de resistencia se incrementa hasta un 45%. El cajón de hormigón presenta valores muy similares en ambas campañas, con una reducción de resistencia de algo más del 30%.

Los valores obtenidos provocan una disminución de la capacidad resistente global de toda la estructura, y evidencian la necesidad de intervenir la estructura de forma global para abordar la problemática existente.

3.2 Vulnerabilidad sísmica

La revisión de la documentación original del proyecto permitió conocer que la estructura era vulnerable frente a la acción sísmica. El viaducto fue diseñado en 1975, época en que el análisis sísmico era incipiente y poco desarrollado, por lo que no se consideraron las acciones sísmicas en el diseño. Esta situación fue corroborada con la revisión detallada de los planos.

Considerando la importancia de la RN-32, la magnitud del puente, el volumen de tránsito que soporta y las condiciones sísmicas de la zona, resultaba imperativo actualizar al estructura para que cumpla con la normativa de diseño sismo-resistente vigente a nivel nacional.

3.3 Daños observados durante los trabajos de inspección

Los trabajos de inspección constataron que la falta de mantenimiento había provocado numerosos daños sobre el viaducto, que comprometían la seguridad estructural del puente a medio plazo.

Durante estas inspecciones, se detectó una deformación vertical sobre el centro del vano principal (vano 3) de la estructura, ver figura 4. En ese punto, se midieron flechas verticales de hasta 0.20 m con respecto a la rasante de la carretera, lo cual se corresponde con una relación de $L/414$. Aunque el origen de esta deformación no es fácil de determinar, lo más probable es que esté relacionada con la bajada de resistencia a compresión del hormigón por un elevado nivel de compresiones bajo cargas permanentes.



Figura 4. Deformación vertical del vano principal

En el resto de elementos de hormigón se observaron numerosas fisuras e importantes desprendimientos del recubrimiento (figura 5).



Figura 5. Armadura vista en cara inferior de vigas

El estado de los aparatos de apoyo y juntas también era muy deficiente, siendo además elementos que condicionan el comportamiento sísmico de la estructura, lo cual hace especialmente relevante mantenerlos en buen estado (figura 6).



Figura 6. Armadura vista en cara inferior de vigas

4. El proyecto de rehabilitación, refuerzo y ampliación

El proyecto de rehabilitación, refuerzo y ampliación se definió en torno a dos ejes fundamentales de actuación; en primer lugar incrementar la capacidad de la vía superior hasta los 3 carriles y, en segundo, ejecutar las actuaciones necesarias para reforzar y rehabilitar la estructura. Este último punto no incluye únicamente las tareas de rehabilitación, sino que engloba un alcance más ambicioso en lo referente refuerzo de la estructura, para cumplir con la normativa vigente estructural de puentes y los criterios sísmicos vigentes.

El principal condicionante del proyecto está en la resistencia a compresión del hormigón, con valores sensiblemente por debajo de los del proyecto original. Esta circunstancia condicionó en gran medida las posibilidades de ampliación de la calzada ya que el incremento de peso perjudicaba seriamente la capacidad resistente de la estructura, que ya de inicio tenía muy comprometida su resistencia.

Debido a ello, la actuación proyectada se diseñó para minimizar el incremento de peso sobre la estructura, a través de la ampliación estricta de la calzada, el uso de pretiles metálicos

o la utilización de materiales de refuerzo de bajo peso y alta resistencia, como el caso de las fibras de carbono en el refuerzo del tablero del puente principal.

4.1 Ampliación de la calzada

El incremento de la capacidad de la vía se consigue mediante una ampliación del tablero, que pasa a tener una anchura total de 13.10 m, con un ancho de calzada de 11.80 m y 0.65 m a cada lado para colocar los nuevos pretilas metálicas.

La nueva plataforma aloja, en un inicio, dos carriles de circulación de 4.60 m de anchura más dos arcenes de 1.30 m. Está previsto que en cuanto se ejecuten las obras de ampliación del tramo norte de la RN-32, la estructura pase a tener tres carriles de 3.60 m, con una configuración de tráfico idéntica a la del puente paralelo.

4.2 Estrategia antisísmica

La estrategia antisísmica proyectada está basada en conferir resistencia suficiente a la estructura para resistir los esfuerzos solicitantes debidos a sismo.

Se trata de una estrategia global para todo el viaducto, requiriendo refuerzos en fustes y cimentaciones de pilas, así como la ejecución de nuevos estribos pilotados por detrás de los existentes.

Para el diseño se toma un coeficiente de importancia sísmica igual a la unidad, para una categoría de puente esencial no crítico. Esta categorización se justifica por la existencia de un puente paralelo diseñado como crítico, de forma que se garantiza el mantenimiento del servicio de la RN-32 tras un evento sísmico.

Para tener un comportamiento solidario de todo el tablero frente acciones horizontales, se proyectó la supresión de juntas de calzada entre vanos interiores y la sustitución de las

existentes en estribos por unas de mayor capacidad de movimiento, capaces de absorber los desplazamientos sísmicos.

En dirección longitudinal, los esfuerzos sísmicos son resistidos únicamente por las pilas 2 y 3, empotradas al tablero del puente principal. Esta situación es posible gracias a la colocación de aparatos de apoyo de neopreno deslizantes, que permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura. En la figura 7 se muestra una imagen de los aparatos de apoyo deslizantes utilizados.



Figura 7. Aparato de apoyo de neopreno deslizante

En cuanto a la dirección transversal, las fuerzas sísmicas son resistidas por todos los soportes del viaducto, bien debido al propio empotramiento con el tablero (pilas 2 y 3) o bien por la colocación de topes transversales que coaccionan el movimiento en esa dirección (figura 8).



Figura 8. Pila 5 vista transversal con topes sísmicos y diafragma

4.3 Tableros de vanos de vigas

En los tramos de tablero formados por vigas doble T, se planteó la sustitución completa por unos de similares características. Las razones

fundamentales de esta decisión fueron el estado de las vigas principales, con numerosas zonas con armadura vista y con una resistencia a compresión que estaba un 45% por debajo de los valores indicados en el proyecto original.

Los nuevos tableros tienen una anchura de 13.10 m y 1.85 m de canto, compuestos por cinco vigas de hormigón prefabricadas AASHTO tipo V de 1.60 m de canto más losa de hormigón armado de 0.25 m de espesor. El entreje entre vigas se mantiene en 2.25 m, con voladizos de 2.05 m a cada lado respetando la posición de apoyo en pilas y estribos. Sobre las vigas apoya la losa superior ejecutada in-situ sobre prelosas de encofrado perdido. Los vanos cuentan además con cinco diafragmas equiespaciados que confieren una rigidez transversal adicional al conjunto, ver figura 9.



Figura 9. Vista inferior de uno de los vanos de vigas con diafragmas intermedios y en apoyos

4.4 Tablero del puente principal

Para el tablero del puente principal se planteó el refuerzo y rehabilitación del tablero tipo cajón, a pesar de que la bajada de resistencia a compresión del hormigón era de algo más del 30% con respecto a los valores originales. El coste de demolición y sustitución del tablero, unido a criterios de sostenibilidad tuvieron mayor peso que la bajada de resistencia, decantando la decisión hacia la rehabilitación y ampliación del tablero.

La ampliación del tablero hasta los 13.10 m supone un ensanche de 1.25 m en los voladizos del cajón, sobre los que se colocan sistemas de contención formados por pretilas

metálicos para minimizar el incremento de peso en la estructura. Para hacer efectiva esta ampliación es necesario, además de ampliar la tabla superior, la ejecución de refuerzos longitudinales y transversales sobre el cajón que aportara una capacidad resistente adicional al conjunto del tablero.

4.4.1. Refuerzo longitudinal con pretensado exterior

El refuerzo longitudinal del tablero se planteó con la premisa de diseñar un refuerzo que aportara poco axil de compresión, pero un momento flector significativo, consiguiendo corregir la excesiva compresión existente sobre pilas interiores. Adicionalmente, debía reducirse el incremento de peso en el tablero, minimizando el número de elementos auxiliares del sistema y colocándolos en posiciones cercanas a pilas.

Con los criterios anteriores se diseña un refuerzo longitudinal del tablero compuesto por cuatro tendones de pretensado exterior de 23 cordones cada uno y sección nominal de 140 mm² por cordón en acero de 1860 MPa. El trazado en planta es recto y en alzado es una poligonal con desviadores sobre las pilas interiores (pilas 2 y 3) y en la zona intermedia del vano principal (vano 3), ver figura 10. Los tendones se anclan sobre los diafragmas de las pilas extremas (pilas 1 y 4). Los tendones de refuerzo se encuentran en su mayor parte en el interior de la sección cajón, excepto en la zona central del vano principal donde se descuelgan por la parte inferior del cajón, consiguiendo incrementar la excentricidad del refuerzo con respecto al tablero (figura 11).

Para resolver la salida de los cables a la parte inferior, se ejecutaron unos huecos en el cajón en los cuales se colocaron unos pasa-tubos metálicos para el cruce de cables que se cerraron posteriormente.

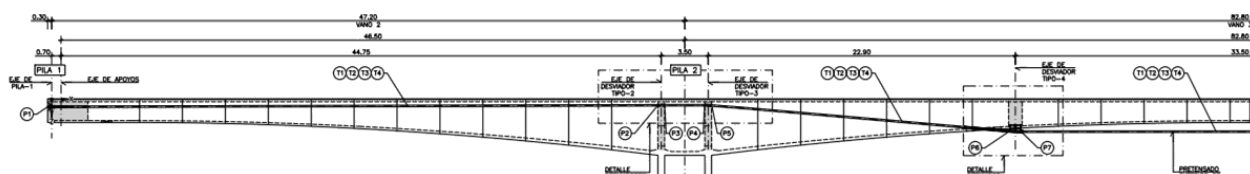


Figura 10. Semi-alzado longitudinal del trazado del pretensado exterior de refuerzo

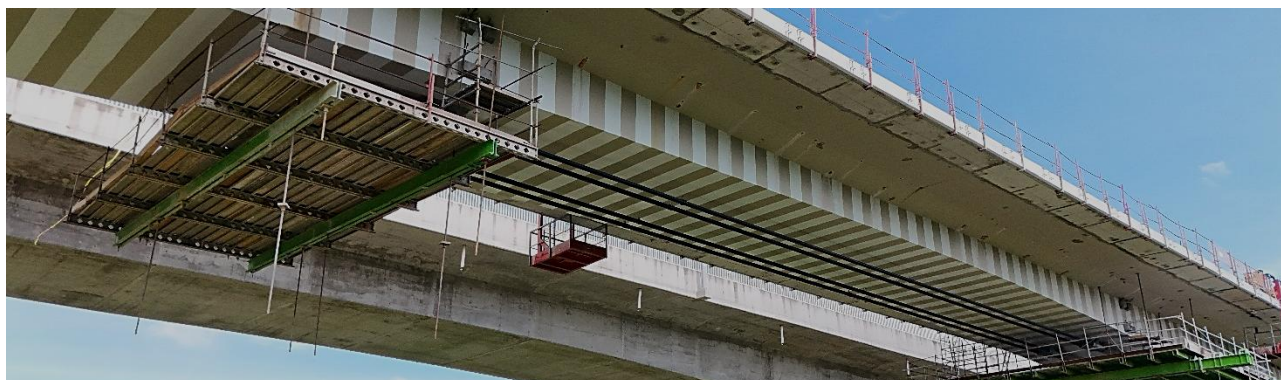


Figura 11. Vista inferior del vano principal durante la colocación del pretensado y de las bandas de fibra de carbono

Para la ejecución de los bloques de anclaje extremos se diseñó una ampliación de los diafragmas de pilas 1 y 4 que permite transferir las cargas de forma uniforme a toda la sección (figura 12).



Figura 12. Vista de trabajos de demolición y ampliación de diafragma de pila 1

Los desviadores del vano principal están formados por una pieza metálica anclada a un bloque de hormigón macizo en el interior del cajón (figura 13).



Figura 13. Pieza metálica para desviar los cables d pretensado en el vano central

4.4.2. Refuerzo de las paredes del cajón con fibra de carbono

El refuerzo del cajón de hormigón se completa con una serie de refuerzos en almas y tabla inferior mediante bandas de fibra de carbono, material durable, de bajo peso y alto límite elástico. La ventaja competitiva de este tipo de material sobre otras soluciones de refuerzo es que prácticamente no incrementa el peso del tablero aportando una resistencia adicional ante esfuerzos de flexión local y cortante.

La necesidad del refuerzo radica en el escaso espesor y cuantía de acero de refuerzo en ambos elementos. Ambos elementos inferiores son muy esbeltos, con espesores de 35 cm en el caso de las almas y de entre 14 y 28 cm en la tabla inferior. Esta situación unida a cuantías de armado por debajo de los $7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$ por cara, reduce significativamente su capacidad frente a esfuerzos locales.

El refuerzo planteado está formado por bandas de tejido en forma de U, tanto en cara exterior como interior del cajón. En la cara interior el refuerzo es continuo, mientras que en la cara exterior se ejecuta en franjas alternas cada 50 cm. Cada refuerzo está formado por varias

capas de tejido de fibra de 0.167 mm de espesor adheridas con resina y ancladas en los extremos y zonas con posibles despegues mediante anclajes de fibra de carbono (figura 14). El refuerzo va protegido en su cara exterior mediante pintura de protección frente a la radiación solar.



Figura 14. Refuerzo con fibras del interior del cajón

4.4.3. Ampliación de la tabla superior y recuperación de rasante original en vano 3

La ampliación lateral del tablero se diseñó con nuevas losas de hormigón a ambos lados de la estructura, de 1.25 m de anchura y 0.23 m de espesor conectadas a la losa existente. La conexión de la nueva losa con la existente se resolvió mediante de barras de acero de refuerzo apoyadas sobre la armadura superior de la losa existente y ancladas a la losa de nueva ejecución. Las barras de acero se colocan en el interior de unas rozas ejecutadas manualmente en la losa existente, que se rellenan posteriormente con una mezcla de grout con resina para mejorar las condiciones de adherencia del refuerzo (figura 15).



Figura 15. Ejecución de rozas sobre tablero cajón

Para la colocación de la armadura superior de refuerzo se tuvo en cuenta la existencia de cables de pretensado transversal en la losa por lo que la esta se realizó por bataches, generando zonas de seguridad para evitar dañar los cables

de pretensado. Adicionalmente, se colocaron juntas cada 2.50 m, que minimizan los esfuerzos de retracción entre ambas secciones y que provocan que la nueva losa únicamente resista esfuerzos transversales, ver figura 16.

Finalmente, se previó la recuperación de la rasante mediante un relleno de hormigón ligero y espesor variable en el vano principal.



Figura 16. Ejecución de ampliación del tablero cajón

4.5 Refuerzo de fustes y cimentaciones de pilas

Para resistir los esfuerzos sísmicos fue necesario proyectar un refuerzo en cimentaciones y parte baja de los fustes de las pilas así como la ampliación de los cabeceros de apoyo de los vanos de vigas para que contaran con longitud de soporte suficiente para asumir los desplazamientos sísmicos.

El refuerzo de los fustes de las pilas se diseñó como un anillo de hormigón armado alrededor de los fustes existentes, que incrementa el confinamiento y favorece la ductilidad en la parte baja de las pilas, ver figuras 17 y 18.

En cuanto a las cimentaciones, los refuerzos planteados están formados por nuevas zapatas ejecutadas sobre las existentes y conectadas mediante cables de pretensado, asegurando el comportamiento conjunto de ambos elementos. La conexión entre los nuevos elementos se realiza a través de la superficie exterior mediante un repicado superficial y la compresión generada por los cables de pretensado sobre la interfaz, ver figuras 17 y 18.



Figura 17. Vista de pila 3 durante el ferrallado de refuerzos de cimentaciones y fustes



Figura 18. Vista de pila 2 con refuerzos en cimentación y fustes ejecutados

4.6 Ejecución de nuevos estribos

Los nuevos estribos se ejecutaron por detrás de los existentes y son cargaderos pilotados sobre cuatro pilotes de 1.20 m de diámetro. La solución reduce el volumen de excavación, ejecutando los pilotes desde la parte superior para evitar descalses en el puente adyacente.

5. Las obras de rehabilitación

Las obras fueron ejecutadas por la UTE Grupo Puentes –Meco. Se iniciaron en Mayo de 2023, con una duración aproximada de 18 meses, inaugurándose en Octubre de 2024.

Las obras siguieron, a grandes rasgos, la secuencia prevista en el proyecto, siendo necesario el corte total de la vía y el desvío del tráfico por el puente paralelo durante aproximadamente 15 meses.

De manera general se respetaron las soluciones previstas en proyecto con algunos ajustes debidos a que los planos As-Built no

representaban fielmente la geometría y armado de la estructura.

Para ejecutar las obras fueron necesarios diversos medios auxiliares, tales como grúas de gran capacidad para la retirada e izado de vigas existentes (figura 20), o plataformas en cabeza de pilas. Además, se utilizaron dos carros de reparación móviles, anclados al tablero del puente principal para ejecutar las actuaciones en cara exterior del cajón, (figura 21).

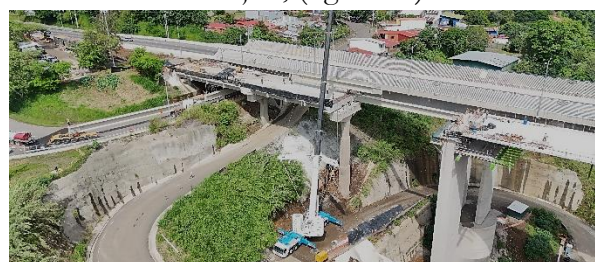


Figura 19. Trabajos de izado de vigas del vano 5



Figura 20. Vista aérea de los carros de reparación

Agradecimientos

Agradecemos a UNOPS y CONAVI la confianza depositada, en todas las fases de proyecto. Agradecer también al resto de empresas involucradas (ARUP, Grupo Puentes, MECO, VSL, SIKA).

Referencias

- [1] FIB Bulletin 14 (2001) *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*
- [2] FIB Bulletin 33 (2005) *Durability of post-tensioning tendons*
- [3] FIB Bulletin 90 (2019) *Externally applied FRP reinforcement for concrete structures*
- [4] FIB Bulletin 97 (2020) *External tendons for bridges*