

Diseño del Puente Extradadosado de Urubó

Design of the Urubo Extradosed Bridge

Francisco Javier Jordán García ^a, Rafael de Oliveira Cabral^b, Jose Vera Saura^c

^aICCP, PE, Peng, Director Técnico, Pedelta

^bIngeniero Civil, Responsable de Proyectos, Pedelta

^cICCP, Ingeniero especialista en puentes, Pedelta

RESUMEN

Se ha diseñado un nuevo puente sobre el río Pirai en Santa Cruz de la Sierra, Bolivia. El puente, denominado Puente Urubó, tiene una longitud total de 400m, con una distribución de vanos de 60 + 131 + 131 + 69m con una tipología de tirantes intermedia entre un puente puramente extradadosado, y un puente atirantado. El diseño se ha realizado con la premisa de la optimización estructural, buscando la configuración que minimizase el coste a la par que cumpliera con los requerimientos del cliente, la promotora privada Urubó Village, que requería del uso de tirantes en la estructura.

ABSTRACT

A new bridge over the Pirai River has been designed. The bridge is located in Santa Cruz de la Sierra, in Bolivia. The bridge, named Urubo Bridge, has an overall length of 400m, with a span configuration of 60 + 131 + 131 + 69m. The stays arrangement is intermediate between a purely extradosed and a cable stayed bridge. The objective was designing an optimized structure, minimizing its cost, while fulfilling the Client's, Urubo Village housing developers, requirement of having stays in the bridge.

PALABRAS CLAVE: puente extradadosado, voladizos sucesivos, Bolivia, AASHTO LRFD.

KEYWORDS: extradosed bridge, balanced cantilever, Bolivia, AASHTO LRFD.

1. Introducción

La ciudad de Santa Cruz de la Sierra se encuentra ubicada en la margen derecha, al Este, del río Pirai, que bordea gran parte de la ciudad. El río sufre crecidas estacionales que históricamente han afectado a Santa Cruz. En gran parte del cauce del río, existen diques de protección de la ciudad frente a estas crecidas del Pirai.

La margen Occidental del río se encuentra sin embargo muy poco urbanizada, aunque recientemente existen desarrollos urbanísticos importantes en esta zona, entre

ellos Jardines del Urubó, promovido por Urubó Village.

En la actualidad existe únicamente un puente para cruzar el río. Se trata del puente denominado puente Foianini, ver Figura 1. Este puente fue construido por el Ingeniero Mario Foianini con promoción privada, uniendo el barrio Equipetrol Norte, con la zona del Urubó, en el municipio de Porongó, donde se desarrollaron zonas residenciales. En 1997 se finalizó la construcción del puente Foianini, que alberga únicamente dos carriles de circulación.



Figura 1. Vista del puente Foianini, único puente existente en la actualidad para el cruce del río Pirai en Santa Cruz de la Sierra.

De un modo similar, en la actualidad la promotora Urubó Village ha promovido el diseño del nuevo puente Urubó con el objetivo de mejorar la conectividad entre ambas márgenes del río. El Puente de Urubó Village cruzará el río Pirai conectando la Avenida Roca y Coronado y la Carretera a Porongo, ver Figura 2.



Figura 2. Vista aérea de la zona de ubicación del puente. En rojo posición del nuevo puente de Urubó. En la zona superior, actual puente Foianini. Fuente: Google Earth.

Pedelta fue seleccionada mediante un concurso internacional para la redacción del proyecto completo del nuevo puente Urubó.

Este proyecto debía sustituir y completar uno realizado con anterioridad, pero que no satisfacía todos los requisitos del cliente y de los diferentes organismos.

En la actualidad, tras la reciente aprobación del proyecto por parte de la alcaldía de Santa Cruz, en breve se prevé que se lance la licitación para la construcción del puente.

2. Análisis de alternativas

Según indicaciones del cliente, se requería del estudio de al menos dos alternativas, una con tirantes estructurales y otra con tirantes sin función estructural. En ambos casos se debían considerar unos ciertos requerimientos comunes para ambas alternativas.

2.1 Condicionantes generales

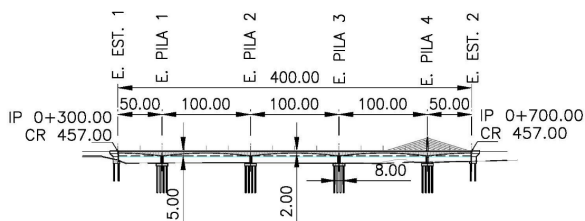
El nuevo puente Urubó tenía que cumplir con una serie de requisitos, entre los que se incluían una longitud total mínima de 400m entre estribos, vanos típicos de como mínimo 100 m y existencia de tirantes. Los dos primeros condicionantes eran hidráulicos, mientras que el referido a los tirantes venía dado por motivos arquitectónicos. Adicionalmente, la plataforma debía incluir dos espacios de 6.00m para el tráfico vehicular y dos aceras de 1.20m de ancho libre mínimo adicionalmente al espacio necesario para alojar los tirantes, y barandillas.

El puente cruza el cauce del río Pirai, muy ancho, pero poco profundo, y habitualmente seco en gran parte de su llanura de inundación. El terreno está compuesto por un suelo poco competente, con necesidad de recurrir a cimentaciones profundas.

2.1 Puente en voladizos sucesivos sin tirantes estructurales

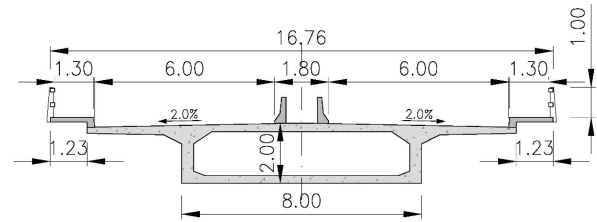
Por requerimiento del cliente, se estudió una alternativa de puente con tirantes no estructurales. En este caso se estudió un puente de cinco vanos con una distribución de luces de 50+100+100+100+50m. Se predimensionó a efectos de estimación de coste un puente de sección cajón monocelular de canto variable en voladizos sucesivos.

Se definió un único plano de tirantes centrado en el eje del puente con dos configuraciones alternativas, una con tirantes no estructurales en todo el puente, que requería de una mayor superficie de puente, y otra con tirantes estructurales sólo en los dos primeros vanos de acceso desde la ciudad de Santa Cruz, ver Figura 3.



A pesar de que estos elementos no tenían función estructural en el comportamiento resistente del puente, debían ser autoportantes, proteger frente a la corrosión y soportar las acciones de viento. Adicionalmente se hacía necesario un fuste para anclarlos y por lo tanto una mediana donde ubicar el fuste y los tirantes, lo que generaba un sobreancho en el tablero respecto a una solución sin tirantes.

Se descartaron de antemano otras soluciones con tirantes exteriores a la sección transversal del puente, es decir, laterales, por motivos arquitectónicos. Todos los elementos, vainas de protección y fuste, se definieron con unas dimensiones proporcionadas de forma que el aspecto del puente fuese proporcionado. En la Figura 4 se puede ver una sección típica de esta alternativa.



Se estudió la posibilidad que las aceras fuesen elevadas, no formasen parte de la sección estructural del puente en fase de construcción y cumpliesen la función de contención de vehículos. Estas condiciones fueron descartadas posteriormente, aumentándose el peso de los elementos no estructurales y el ancho total de la sección.

Al definirse en esta solución elementos no estructurales se aumentó la cantidad de material respecto a una alternativa en la que estos no existiesen. Al no contribuir dichos elementos a la resistencia del puente, no se saca ventaja de su existencia.

Se estimó el coste de esta alternativa de forma detallada. Para ello no se consideraron precios típicos para las partidas, sino que se realizó un estudio particular según ofertas incluyendo equipos, costes de material, mano de obra y rendimientos para cada partida. El coste total de esta alternativa para el puente ascendió a USD13.3M, alrededor de 2000USD/m² de tablero.

2.2 Puente extradadoso

La segunda alternativa analizada fue la de puente extradadoso con tirantes estructurales. En este caso se consideró más eficiente y adecuado reducir a cuatro el número de vanos incrementando la luz principal por encima del mínimo requerido de 100m, lo que permitía un mejor aprovechamiento de la tipología extradadosa y una reducción del plazo de ejecución. Se adoptó una configuración de luces, de 69 + 131 + 131 + 69 m. Se descartó de

entrada la alternativa de puente con tirantes con una configuración típica de puente atirantado por diversos motivos. Por un lado, se consideró que era conveniente limitar la altura de los pilonos en un entorno semiurbano como el del puente. Sin embargo, el motivo principal para la consideración de un puente extradosado fue que esta tipología no se consideró tan exigente como una atirantada clásica en cuanto a la especialización de la empresa constructora y el control de ejecución y geométrico, lo que abría el abanico a un mayor número de empresas ofertantes y podía repercutir en unas ofertas para la construcción más ventajosas para la Propiedad.

Anteriormente Pedelta ya había proyectado los puentes extradosados Trillizos en La Paz, también en Bolivia, [1] que fueron construidos de forma exitosa por empresas locales en consorcio con una empresa Colombiana.

Se estudiaron dos variantes para esta alternativa, una con pilas monofuste y otra con pilas de doble tabique.

En ambas variantes, el tablero tenía la misma geometría. El tablero es de sección monocelular con un ancho total de 18.00 m. El canto es variable entre 4.41m sobre pilas y constante de 2.40m en las zonas de vano y estribos, lo cual corresponde con unas relaciones canto/luz de 1/33 y 1/54, habituales en puentes extradosados. La zona de variación del canto se limita a los 27.50 m más cercanos a las pilas. En el resto de zonas, el canto del tablero es constante, como es habitual en este tipo de puentes. El interior del tablero será accesible para facilitar la inspección.

El ancho del tablero acoge una mediana de 1.94 m en la que se ubican dos barreras rígidas de hormigón de 0.40 m de ancho cada una, y entre las que se colocan, en el hueco libre de 1.00 m interior que resta entre ambas, los pilonos, los anclajes de los tirantes, la iluminación y/o jardineras con vegetación ornamental.

Contiguo a la mediana y a cada lado de ellas, existe un espacio de 6.00 m para el tráfico vehicular, con carpeta de asfalto de máximo 5 cm a modo de pavimento de rodadura. Ver sección en Figura 5.

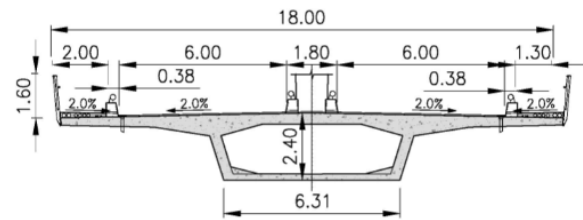


Figura 5. Sección típica del puente.

Se definen 10 tirantes por mástil en disposición en “arpa” que le confiere una apariencia de mayor valor estético, ver Figura 6. Los voladizos en construcción de todas las pilas, incluidas las laterales son de 62.50 m.

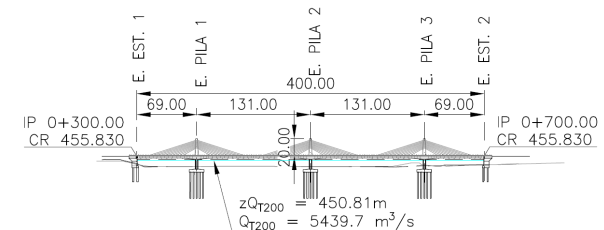


Figura 6. Alzado de la alternativa de puente extradosado

En la coronación de las pilas, sobre el tablero, existe un mástil centrado en la mediana de igual ancho en la base que la misma. Este mástil se alza hasta 30.00 m sobre el tablero verticalmente. El mástil tiene forma de “A” en el sentido longitudinal del puente, partiendo dos patas inclinadas desde el tablero que se unen a 5.00m sobre el tablero en una sección de canto variable que se desarrolla hasta alcanzar su altura máxima.

La resistencia del hormigón en tablero, f_c , es de 50 MPa. Las unidades de tendones para el pretensado de 12 cordones por tendón de 140 mm² de área de acero de 1860 MPa de tensión de rotura.

2.2.1. Puente con pilas monofuste

En esta variante, las pilas son de hormigón armado de sección hueca constante de un solo fuste en toda su altura. Se diseñó una sección de pila hueca de 3.60 m de ancho máximo en su punto central y 2.20 m en sus bordes en la dirección del eje del puente y 5.10 m en dirección transversal, con 0.40 m de espesor en las paredes y un tabique intermedio. Las caras de la pila perpendiculares al eje del tablero son circulares de radio 5.72 m, permitiendo la variación de ancho indicada anteriormente.

La vinculación entre pilas y tablero se realizaba mediante apoyos tipo POT, de modo que se precisaba de unos apoyos provisionales contiguos a las pilas durante construcción para resistir momentos descompensados durante el avance en voladizos.

2.2.2. Puente con pilas de doble tabique

En esta variante los dos tabiques de las pilas son independientes y de hormigón armado de sección rectangular maciza constante en toda su altura. La sección del tabique es de 5.00 m de ancho y 0.8 m de canto, con una separación libre entre ellos de 2.10 m. Estas dimensiones confieren flexibilidad frente a movimientos horizontales mientras que confieren gran rigidez a flexión.

La flexibilidad frente a esfuerzos horizontales permite minimizar la demanda sísmica en la subestructura y los esfuerzos provocados por deformaciones impuestas, temperatura y fluencia. Estos aspectos son especialmente importantes en puentes con pilas de altura reducida como este. Adicionalmente, esta alternativa permitía prescindir de torres de apeo provisional contiguas a las pilas, que sí eran necesarias en la alternativa de pilas monofuste con aparatos de apoyo tipo POT.

El coste de esta alternativa se estimó en unos USD15M. El coste total era del orden de

un 10% superior a la alternativa en voladizos sucesivos sin tirantes estructurales, debido principalmente a su mayor ancho.

A pesar de que la cantidad de materiales de la alternativa extradosada era menor que en la alternativa de voladizos sucesivos, los precios unitarios calculados en base a ofertas y rendimientos reales eran mayores, lo que repercutía también en este incremento de coste de la alternativa de puente extradosado.

Sin embargo, dada la poca diferencia de coste entre ambos diseños, el cliente finalmente optó por la alternativa de puente extradosado.

3. Diseño de la alternativa seleccionada

En la fase de diseño detallado de la alternativa seleccionada se realizaron algunos ajustes en los elementos y se completó la campaña geotécnica. Estos ajustes e información adicional repercutieron en un incremento del coste estimado anteriormente, principalmente debido a las condiciones de cimentación, que resultaron en requerir pilotes de mayor diámetro y longitud. El alzado general y sección transversal del tablero se presentan en las siguientes Figuras 7 y 8.

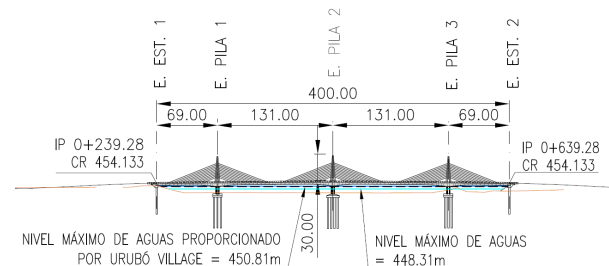


Figura 7. Alzado del diseño final del puente Urubó.

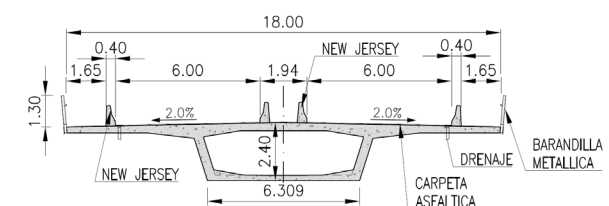


Figura 8. Sección transversal del tablero del puente Urubó.

3.1 Bases de Diseño

En lo referente a bases de diseño y acciones a considerar, la normativa adoptada fue AASHTO LRFD, completada con el PTI y AASHTO Seismic Design Guidelines.

El puente se ubica en una zona de moderada sismicidad. Uno de los problemas a la hora de definir la acción sísmica fue que en Bolivia no existe una normativa sísmica de puentes. De ese modo se tuvo que deducir una zonificación según criterios de AASHTO LRFD basada en los datos existentes de la normativa boliviana de diseño sismorresistente para edificios. Tras este análisis, se estableció una zona sísmica tipo III y un suelo tipo D

Otro aspecto particular de las bases de diseño fue la consideración de la guía de diseño del tirantes de Setra [2] para la verificación de los tirantes del puente. Se consideró que esos criterios eran mucho más convenientes y adaptados al comportamiento del puente respecto a los recogidos en el PTI [3] para puentes extradados, que están enfocados probablemente a unos tirantes mucho más tendidos y con menores variaciones de carga que la configuración diseñada para el puente Urubó, que se acerca mucho más al comportamiento de tirantes de puente atirantado. De hecho, el sistema de tirantes previsto tiene las mismas características que las de un puente atirantado.

3.2 Superestructura

En este diseño detallado, el ancho del puente es de 18.00m. En la Figura 9 se muestra una infografía de punto de vista subjetivo de un peatón.



Figura 9. Infografía de imagen subjetiva de un peatón.

Dado el ancho del tablero, se definió un pretensado transversal con monotorones cada 0.25m a lo largo de todo el tablero. El pretensado longitudinal de construcción y servicio estaba formado por tendones de 12 cordones.

Los tirantes, 10 por mástil, se configuraban en arpa, con una silleta para su paso a través del mástil y anclajes activos en una viga riostra transversal en el interior del cajón monocelular del tablero. Los tirantes están constituidos por cordones galvanizados, en número de entre 19 y 21 cordones por tirante, autoprotegidos en vaina individual para cada monotorón y recubiertos por una vaina para cada tirante. De este modo se cumplen los requerimientos de protección de la normativa actual, con tres capas de protección.

El puente se ha diseñado para permitir y resistir las acciones de rotura o sustitución de cualquier tirante.

Los mástiles de desvío de tirantes son de gran esbeltez, con tan solo 0.80m de ancho para su 30m de altura, aspecto que se consigue gracias al efecto estabilizador de su pandeo transversal mediante la contribución del sistema de los tirantes y un análisis no lineal de segundo orden incluyendo imperfecciones iniciales realizado mediante el modelo de análisis global del puente. En la Figura 10 se puede observar el aspecto que tendrá el puente.



Figura 10. Infografía de aspecto final del puente, vista lateral.

3.3 Subestructura

La vinculación entre tablero y pilas de doble tabique es rígida sin necesidad de apeos provisionales para estabilización, incluso en las fases de máximo voladizo durante construcción. Los estribos son de tipo cargadero sobre una única fila de pilotes, con apoyos verticales deslizantes y topes transversales que permiten mejorar el comportamiento sísmico en esa dirección.

En los estribos, para minimizar el coste de las juntas, y según lo permitido por la normativa, se han diseñado juntas fusibles a sismo, de modo que se pueden dañar, con posibilidad de reemplazo, bajo el sismo último de diseño.

Las cimentaciones son todas profundas, mediante pilotes de 1.50m que se prevén ejecutar mediante lodos biodegradable e inyección en punta. Alcanzan una profundidad de 30m y se disponen 15 en las pilas 1 y 3, 16 en la pila central, la pila 2, y 2 en cada uno de los estribos.

3.4 Análisis estructural

El análisis estructural global del puente se ha realizado mediante el software RM Bridge, que permite el análisis evolutivo de todas las fases de construcción, integración paso a paso en el tiempo para consideración de efectos reológicos, introducción de pretensado y tirantes con análisis completo de todas las operaciones y consideración de no linealidades geométricas y

mecánicas en el análisis de ciertas combinaciones y elementos frente a rotura.

El sismo se ha analizado mediante un análisis modal espectral para todas las componentes según las distintas direcciones, incluido sismo vertical que en este caso representa un 70% del sismo horizontal.

Adicionalmente, para el análisis de zonas locales como el encuentro entre mástiles, tablero y pilas, se han elaborado modelos locales de láminas tridimensionales y elásticos, identificando los flujos de tensiones que permiten realizar las comprobaciones locales mediante esquemas de bielas y tirantes. En la figura 11 se muestra la máxima deformación frente a sobrecargas de tráfico según el modelo global, de 112 mm frente a 168 mm en la configuración monofuste.

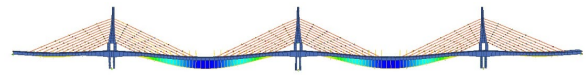


Figura 11. Máxima deformación por cargas vivas.

De un modo similar, los momentos flectores en tablero son menores en la configuración con fustes de doble tabique, con valores de máximo flector negativo de 376 MN*m frente a 423 MN*m en la configuración con monofustes, Ver Figura 12.

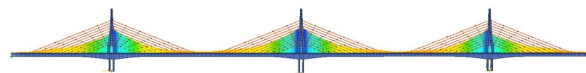


Figura 12. Envoltura de máximo momento flector negativo.

Un aspecto importante en el diseño de puentes extradados es el de diseño de la rigidez de los tirantes respecto al tablero. Al contrario de lo que ocurre en puentes atirantados, en puentes extradados gran parte de la carga se transmite a través del tablero, con lo cual no es válido un esquema de viga apoyada en tirantes para su dimensionamiento. En su lugar, se sigue un proceso iterativo en el cual se fija la rigidez del tablero y se dimensionan los tirantes a partir

de las fuerzas obtenidas en los mismos. Variando ambos parámetros, se busca el valor óptimo de la rigidez del tablero, que en base a experiencias previas se obtiene para relaciones de esbeltez según lo indicado en el apartado 2.2 del presente artículo.

3.4 Resumen de cantidades

En la Tabla 1 se resumen las cantidades de material y ratios más significativos obtenidos. Estas cantidades son sensiblemente inferiores a las de un puente en voladizos sucesivos similar, donde el rango habitual de cuantías es de 0.90 a 1.00 m³/m² de tablero para el hormigón y unos 35 kg/m² para el acero activo [4].

Tabla 1. Cantidades y ratios de partidas más significativas.

Partida	Cantidad	Cuantía
Hormigón tablero	4 705 m ³	0.65 m ³ /m ²
Acero pasivo tablero	1 080 kg	230 kg/m ³
Acero pretensado tablero	196 569 kg	27 kg/m ²
Acero tirantes	61 616 kg	8.6 kg/m ²
Acero pasivo subestructura	438 835 kg	187 kg/m ³

El coste total de construcción del puente incluidos acabados se ha previsto en unos USD17.0M, unos 2360USD/m².

4. Conclusiones

El diseño del nuevo puente extradadosado de Urubó, en Santa Cruz, Bolivia, supone un hito en la ingeniería del país. En el momento de su construcción, constituirá el puente extradadosado de mayor luz del país.

El análisis de costes realizado, ha indicado que el coste de construcción de un viaducto extradadosado es muy similar al de un puente construido por voladizos sucesivos sin tirantes, presentando ventajas importantes desde el punto

de vista de reducción de consumo de materiales, lo cual aumenta su sostenibilidad. También presenta un aspecto que puede resultar más atractivo en ciertos entornos.

El análisis y construcción de puentes extradadosados, aunque presenta mayor complejidad que el de un puente sin tirantes, es menos sensible a incertidumbres propias de la construcción, como pueden ser ajustes en fuerzas de tirantes y deformabilidad de la estructura en fases constructivas, respecto a un puente atirantado. Se podría decir que un puente extradadosado participa de ventajas de ambas tipologías: voladizos sucesivos y atirantados.

Agradecimientos

Queríamos agradecer a Urubó Village, especialmente a Carlos López, Martín Florero y Roger Ramírez, por su colaboración, ayuda y confianza depositada en Pedelta durante la elaboración de los diseños. También a David Peruchet por su inestimable ayuda en la coordinación de aspectos locales. Por último, aunque no las referenciamos directamente por ser una lista larga, agradecer su disponibilidad y ayuda a todas las empresas que han colaborado en referencia a sistemas de pretensado, apoyos, tirantes, carros de avance, pilotes, hormigones y otros materiales y equipos que nos han orientado en la identificación de las soluciones óptimas y las características requeridas a incorporar y considerar en el proyecto.

Referencias

- [1] J. Sobrino, Building Triplets, Roads and Bridges. Vol. 49, No.9 (September 2011) 26–33.
- [2] Recommandations de la CIP sur les haubans-2001, SETRA, Marzo 2001.

- [3] Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation. Fifth Edition.- PTI, October 2007.
- [4] H. Mutsuyoshi, Recent Technology of Prestressed concrete Bridges in Japan. IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II, August 8-10, 2010, Dhaka, Bangladesh. ISBN: 978-984-33-1893-0