

PUENTE SOBRE EL RÍO COLASTINÉ

UNA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PARA PUENTES DE LUCES MEDIAS

Carlos F. Gerbaudo
M.Sc. Ing. Civil

Leonardo Cocco
M.Sc. Ing. Civil

ingroup@ingroup-op.com.ar
INGROUP Oficina de Proyectos

Resumen

En el presente trabajo se exponen los aspectos relevantes del diseño y construcción del Puente sobre el Río Colastiné, afluente del Río Paraná, de 523 m de longitud total, compuesto por 10 tramos de aproximadamente 52 m de luz cada uno, construido recientemente para la obra de la segunda calzada de la Ruta Nacional N° 168, Provincia de Santa Fe, Argentina.

El tablero del puente, formado por una viga cajón unicelular continua de hormigón pretensado, fue construido por el sistema de lanzamiento o empuje sucesivo de dovelas hormigonadas in situ en un parque de prefabricación fijo ubicado al pie del estribo lado Paraná.

Los estribos y pilas son estructuras de hormigón armado, fundadas con pilotes de gran diámetro.

La construcción del puente demandó la utilización de tecnologías de última generación, tales como técnicas constructivas de dovelas de sección cajón, sistemas múltiples de pretensado, sistema de lanzamiento mediante gatos hidráulicos asistidos por computador, sistema de apoyos especiales provistos con deslizadores y juntas de dilatación de tipo modular.

Abstract

In this work the relevant design and construction aspects of Colastiné River Bridge are exposed. The bridge has a total length of 523 m and it is comprised by ten spans of 52 m. Its construction has been recently finished being a part of the duplication of lane performed on the National Route N° 168, Santa Fe, Argentina.

The bridge deck, formed by a continuous prestressed concrete box beam, was constructed using the launching bridge technique. This technique is based on the precast of dowels in situ and then the dowels are pushed by means of jacks controlled by a software during the whole process.

The abutments and piers are reinforced concrete structures, founded by drilled shafts of large diameter.

The bridge construction demanded the application of new technology, such as the launching technique of precast dowels, multiple prestress systems, launching system by means of hydraulic jacks assisted by computer, special bearing systems with slider devices and dilatation modular type joints.

Introducción

En Agosto de 2010 se concluyó la construcción del Puente sobre el Río Colastiné, afluente del Río Paraná, correspondiente a la duplicación de la calzada de la Ruta Nacional N° 168, Tramo: Principio Puente sobre Río Colastiné – Acceso Túnel Subfluvial “Raúl Uranga – Carlos Silvestre Begnis”, en la Provincia de Santa Fe, República Argentina.

El nuevo puente de una longitud total de 523 m, ubicado adyacente al existente, fue construido por el sistema de lanzamiento o empuje sucesivo de dovelas hormigonadas in situ en un parque de prefabricación fijo que se ubicó al pie del estribo lado Paraná.

En el presente trabajo se exponen los aspectos relevantes del diseño y construcción del puente lanzado, describiendo su configuración estructural, los componentes principales de la estructura y el proceso constructivo, íntimamente ligado a la definición del sistema estructural del puente.



Figura 1. Vista general del Puente Lanzado sobre el Río Colastiné

Diseño conceptual y sistema estructural

En el año 2008 se realizaron los estudios básicos para diseñar un nuevo puente sobre el Río Colastiné, correspondiente a la construcción de la segunda calzada de la Ruta Nacional N° 168.

Los requerimientos del proyecto preveían el diseño de un nuevo puente de una longitud total igual al existente y que respetara sus luces parciales del orden de 52 m.

En los análisis de selección de alternativas se estudiaron 3 tipologías estructurales, de acuerdo con el siguiente detalle:

- Un puente con tableros simplemente apoyados, de 52.3 m de luz parcial, conformados por múltiples vigas de hormigón pretensado y losa superior, con pilas y estribos convencionales.

- Un puente con pilas tipo “cantilever” y tableros simplemente apoyados de 35 m de luz, constituidos por múltiples vigas de hormigón pretensado con losa superior.
- Un puente con tablero de viga cajón unicelular continua, de hormigón pretensado, construido por el método de lanzamiento de dovelas.

La evaluación técnica de las diferentes alternativas mostró claramente la conveniencia de adoptar el sistema estructural de puente con tablero de viga cajón continua construido por lanzamiento de dovelas, cuyas ventajas comparativas se describen a continuación:

- i. Las dovelas se construyen en una playa de prefabricado, en condiciones técnicas y ambientales controladas, con equipos de encofrado y producción que garantizan la calidad total tanto de los materiales como del proceso constructivo del componente de hormigón pretensado.
- ii. La producción de las dovelas en la playa de prefabricado, protegida de las inclemencias del tiempo, es independiente de las condiciones climáticas, garantizándose los plazos previstos de obra.
- iii. El tablero del puente es continuo, sin juntas de dilatación intermedias, con una junta de dilatación especial en cada extremo de puente, lo que garantiza un confort muy satisfactorio para los usuarios del puente, eliminándose el mantenimiento periódico de las juntas convencionales.
- iv. El sistema de puente con tablero de viga cajón continua, permite materializar pilas relativamente estrechas para la luz del tramo, que garantizan una transparencia del paso de la corriente similar o superior al puente existente.
- v. La configuración del puente con tablero de sección cajón unicelular y pilas esbeltas presenta un alto valor estético que realza la construcción de la obra.

El diseño final del puente lanzado resultó de una longitud total de 523 m, compuesto por 10 tramos con luces parciales de 52.33 m- 5x52.63 m - 49.93 m -2x52.63 m - 52.33 m, que respetan la longitud total y alineación de las pilas del puente existente.

El ancho total del tablero del puente es de 12.90 m, formado por un calzada de 10.80 m para dos carriles de circulación con su correspondiente banquina y sobreecho, delimitada por un cordón guarda rueda con defensa vehicular metálica y una defensa de hormigón tipo New Jersey, y una vereda lateral de 1.50 m de ancho total con baranda metálica.

La estructura del tablero esta constituida por una viga cajón unicelular continua, de hormigón pretensado, de 3,0 m de altura constante, con losa superior de 12,73 m de ancho y losa inferior de 5,2 m de ancho.

Los estribos del puente son del tipo cerrado, con pantalla frontal vertical y muros de vuelta a 90 grados. El estribo lado Santa Fe es convencional, con una estructura tridimensional de contrafuertes y pantallas frontales y laterales, con una viga superior que sirve de apoyo a las vigas del tablero, y sus fundaciones consisten en un total de cinco pilotes de 1.40 m de diámetro, tres pilotes delanteros y dos traseros, aporticados con vigas de fundación en las dos direcciones principales de análisis.

El estribo lado Paraná, donde se ubica el parque de prefabricación, presenta una estructura de mayor resistencia y rigidez que su opuesto, con un total de ocho pilotes de 1.40 m de diámetro, dispuestos en cuatro pares que soportan los cuatro planos resistentes a fuerzas laterales formados por sistemas de envigado y contrafuertes con el objeto de soportar la reacción requerida por el sistema de empuje. En la Figura 2 se observan vistas generales del estribo lado Paraná, con las piezas especiales metálicas y los gatos hidráulicos para el lanzamiento del tablero.

La cota de fundación adoptada en ambos estribos es de -19.0 m IGM.

Las pilas del puente empujado están constituidas por un pórtico transversal con dos pilotes-columnas de 2.0 m de diámetro, vinculados a nivel superior por una viga de arriostramiento de 1.0 m de ancho y 2.0 m de altura. La cota de fundación de las pilas se fijó en -24.0 m del sistema IGM.



Figura 2. Vista general del Estribo Lado Paraná

El diseño contempla la protección contra los procesos erosivos de márgenes y taludes de los terraplenes de acceso al puente mediante colchonetas de piedra embolsada, compatibilizando la solución con las protecciones del puente existente.

Fundaciones

El puente está ubicado en el cauce principal del Río Colastiné, que forma parte del sistema fluvial del Río Paraná. Desde el punto de vista geológico, el área de emplazamiento es una zona de transición, ya que se ubica en la convergencia de la llanura chaqueña, la pampeana, las tierras altas de Entre Ríos y la faja fluvial del Paraná. El ambiente conformado es una consecuencia de acontecimientos de tipo estructural (fallas del basamento cristalino) y sedimentario (relleno de los terrenos bajos con sedimentos de origen marino, fluvial y eólico).

La caracterización de los suelos se realizó mediante ensayos convencionales de penetración (SPT), con extracción de muestras y ensayos de laboratorio.

En términos generales, el perfil estratigráfico encontrado hasta la profundidad sondeada de cota -31 m del sistema IGM, muestra la presencia de un primer estrato de arenas limosas de espesor variable, con algunas intercalaciones de lentes arcillosos en la parte superior. El piso de este primer estrato disminuye lentamente desde el lado Santa Fe, hacia el lado Paraná, mostrando su menor nivel de

desarrollo, hasta prácticamente anularse, en proximidades del estribo Paraná donde se ubica el canal principal del río.

Por debajo de esta formación superficial se presentan arenas finas a medianas amarillentas, de densidad relativa alta a muy alta, con más de 30 golpes en el ensayo SPT, en general a partir de la cota -10 IGM.

Analizado el perfil general de la zona de emplazamiento, se aprecia como las arenas limosas superiores conforman los materiales con mayor tendencia a sufrir los procesos erosivos. Este aspecto se evidencia en el trazado de la batimetría, la cual muestra la presencia de un “canal de circulación” preferencial en el sector comprendido entre las pilas P6 a P8, con una profundización del nivel del terreno y la pérdida, parcial o total, de estos suelos superiores. Este efecto se aprecia en la batimetría de la Figura 3.

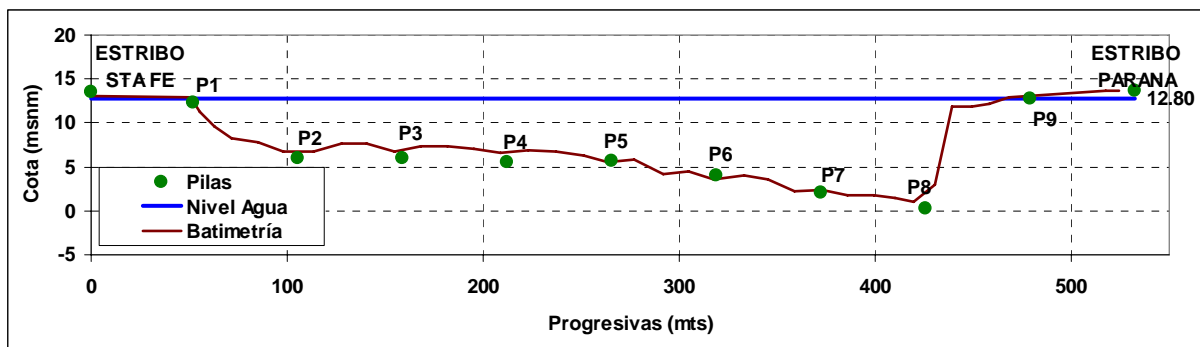


Figura 3. Batimetría del Río Colastiné en la zona de emplazamiento

La selección de las cotas de fundación del puente fue establecida en función de los siguientes criterios de diseño:

- i. **Identificación de una capa rígida de apoyo.** El concepto de capa rígida de suelo demanda una variedad de significados en su definición. Considerando que en los perfiles observados se registra un predominio de las formaciones y depósitos de suelos friccionales, se ha adoptado una condición básica de definición de la capa rígida como aquella cuyo valor del ensayo SPT supera los 30 golpes, es decir, penetrando en los niveles de arenas de compactidad mediana a densa. A partir de alcanzar el nivel de estrato rígido se requirió una ficha de empotramiento mínimo de 5 diámetros de pilote.
- ii. **Empotramiento mínimo del pilote por debajo de la cota de máxima socavación.** Esta condición fue establecida por el requerimiento de contar con una cota de apoyo ubicada como mínimo 8 diámetros de pilote por debajo de las condiciones de erosión máxima esperada. A partir de los resultados del estudio hidráulico, se realizó un análisis de los procesos erosivos, tanto de socavación general del cauce como erosión local en correspondencia con las pilas del puente, arrojando valores de erosión máxima en el rango de 10 m a 15 m de profundidad, dependiendo de la cobertura del nivel superior de arenas limosas.

Adicionalmente se pudo inferir, a través del estudio de la disposición estratigráfica del suelo, que los procesos erosivos no se han extendido en profundidad más abajo de los niveles correspondientes al techo de las arenas

densas medianas amarillentas de alta compacidad, cuyo nivel superior se encuentra entre las cotas -5 a -8 IGM.

Por otra parte, sobre los estribos, en función de los dispositivos de protección diseñados, se estimó una sensible reducción de los efectos erosivos sobre estas estructuras.

- iii. **Continuidad del plano o cota de fundación para los elementos de cimentación pertenecientes a un mismo sistema estructural.** Este criterio permite la materialización de elementos de fundación con condiciones de rigidez uniforme para los elementos de un mismo sistema estructural. Para este proyecto se consideró recomendable utilizar un único plano de fundación para todas las pilas del puente, y una cota de fundación diferenciada para los estribos.

Por último, la longitud de los pilotes se definió a partir de la evaluación de la capacidad geotécnica de la fundación frente a las cargas solicitantes, cumpliendo el requerimiento de empotramiento mínimo del pilote definido según los criterios de diseño antes mencionados.

Las fundaciones adoptadas para el puente consisten en pilotes excavados y colados in situ, con cota de fundación de -19 m IGM para los estribos y -24 m IGM para todas las pilas del puente.

Dada la alta sensibilidad del sistema estructural hiperestático del tablero frente a posibles asentamientos diferenciales de sus apoyos, tanto durante el proceso constructivo como durante la etapa de servicio del puente, se realizaron una serie de estudios especiales destinados a estimar la respuesta carga deformación vertical (curvas t-z) de los pilotes de las pilas del puente, aplicando la metodología del Manual de procedimientos de construcción y diseño de pilotes excavados (Reese y O'Neill^[2], 1988).

Asimismo, a los fines del diseño de las fundaciones y columnas de las pilas, y el control del proceso constructivo durante el lanzamiento del tablero, se calcularon las curvas carga deformación lateral de los pilotes (curvas p-y) siguiendo la metodología de Reese y O'Neill.

La Figura 4 muestra las curvas carga deformación vertical estimadas para las pilas P4 y P7, considerando un escenario de socavación normal y otro de socavación extraordinaria.

En la Tabla 1 se presenta la estimación de la rigidez vertical para los pilotes de las pilas P4 y P7, teniendo en cuenta un escenario de erosión normal y otro de erosión extraordinaria. A partir de los resultados de este estudio se adoptó para los cálculos del tablero un asentamiento diferencial posible entre pilotes de una misma pila, y entre dos pilas adyacentes de 20 mm.

En la Tabla 2 se presenta una comparación entre la predicción analítica y la medición en obra de la rigidez horizontal del pilote de las pilas P4 y P7, para una condición de erosión normal, y el cálculo y medida del desplazamiento horizontal para la fuerza de fricción solicitante durante el lanzamiento del tablero de 9 t en cada extremo superior de la columna-pilote. Se observa que la rigidez medida en obra fue superior a la calculada, en el orden del 40 %, pudiéndose explicar estas diferencias, en parte debido a cierto grado de conservadurismo que presentan los métodos

prácticos de diseño y por otra parte, a que se consideró una erosión normal de 3 m respecto al nivel actual del cauce del río, y probablemente no se hayan producido tales niveles de erosión durante la etapa constructiva.

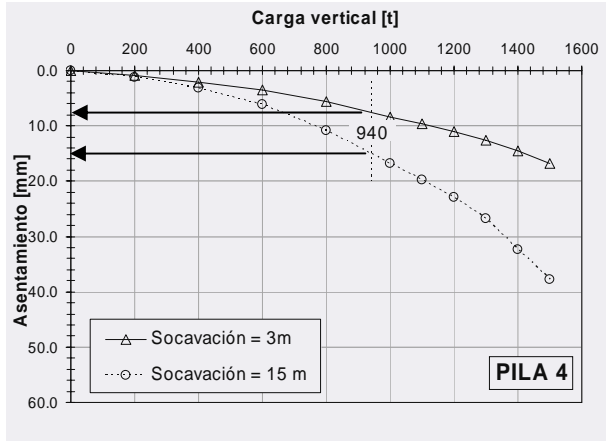


Figura 4a. Curvas carga-deformación vertical (t-z) para Pila 4

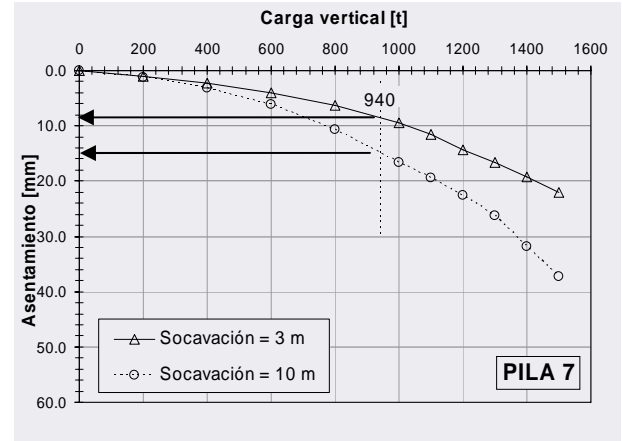


Figura 4b. Curvas carga-deformación vertical (t-z) para Pila 7

Tabla 1. Estimación de rigidez vertical de pilotes de pila y desplazamiento vertical para la carga normal de diseño de 940 t

| Designación Pila | Diámetro Pilote [m] | Desp. vertical (Erosión normal) [mm] | Rigidez vertical Kvo normal [tn/m] | Desp. vertical (Erosión extra) [mm] | Rigidez vertical Kvo extra [tn/m] |
|------------------|---------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Pila 4 | 2.0 | 7 | 134286 | 15 | 62667 |
| Pila 7 | 2.0 | 8 | 117500 | 15 | 62667 |

Tabla 2. Comparación de rigidez horizontal de pilotes de pila y desplazamiento horizontal para la fuerza de fricción de 9 t durante el lanzamiento del tablero

| Designación Pila | Diámetro Pilote [m] | Desp. horizontal calculado [mm] | Rigidez horizontal calculada Kho [tn/m] | Desp. horizontal medido [mm] | Rigidez horizontal medida Kh [tn/m] |
|------------------|---------------------|---------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|
| Pila 4 | 2.0 | 13 | 692 | 9 | 1000 |
| Pila 7 | 2.0 | 20 | 450 | 14 | 643 |

racionalizar el uso de los materiales, manteniendo los espesores mínimos constructivos, como así también reducir la carga de peso propio que representa la sollicitación dimensionante del tablero tanto en la etapa de servicio como en la constructiva. En la Figura 5 se pueden observar en detalle las dimensiones y principales características geométricas de dichas secciones.

La transición entre la sección de tramo y apoyo se realizó mediante un acuerdo lineal suave para evitar cambios bruscos de rigidez y concentración de tensiones.

En coincidencia con cada pila y estribo se dispuso un diafragma transversal con la doble función de rigidizar este sector del tablero con fuerte concentración de esfuerzos y permitir una adecuada transferencia de fuerzas de la superestructura a los apoyos del tablero, tanto de las cargas verticales como de las fuerzas horizontales que se concentran en los puntos de apoyos.

En forma adicional a los requerimientos estructurales de servicio, los diafragmas fueron diseñados con el condicionante constructivo de permitir el paso de operarios y equipos entre los diferentes tramos del tablero, para la realización de las tareas de tesado en la etapa constructiva y paso de hombre para las futuras tareas de mantenimiento, previendo a tal efecto un vano central en el diafragma de 2.50 m de ancho por 1.70 m de alto.

Los escenarios de cálculo previstos para el diseño del tablero contemplaron dos situaciones dimensionantes de la estructura: la etapa constructiva y la etapa de servicio.

La etapa constructiva prevé la evolución del lanzamiento o empuje del tablero con sus correspondientes secuencias de hormigonado y tesado. En primer lugar fue necesario simular el proceso constructivo del tablero en la playa de prefabricado, donde las secciones transversales cambian su forma y resistencia pasando de sección abierta tipo "U" a una sección cerrada tipo cajón. En esta etapa, debido a la alta hiperestaticidad del tren de dovelas continuas apoyadas en forma continua sobre la pista de prefabricación y en forma discreta sobre bases intermedias y el propio estribo, es muy importante tener en cuenta asentamientos diferenciales impuestos en los apoyos que originan sollicitaciones adicionales del mismo orden de magnitud que las debida al peso propio del tablero.

En segundo lugar, es necesario calcular la envolvente de sollicitaciones que se origina durante la evolución del lanzamiento a medida que el tablero avanza progresivamente deslizándose a través del estribo y sucesivas pilas. Este escenario prevé dos situaciones críticas para el diseño de la sección cajón en la etapa constructiva: el sector inicial del tablero correspondiente al frente del empuje y el tramo final del tablero correspondiente a la cola del empuje, donde en ambos casos se produce una concentración de esfuerzos por el "efecto cantilever" que se origina cuando el tablero se encuentra con una configuración estática de voladizo antes de lograr contacto en el próximo apoyo.

A los efectos de reducir las sollicitaciones en el frente del empuje se utilizó una nariz metálica de lanzamiento con la finalidad de reducir el peso del primer tramo de tablero alcanzando valores de sollicitaciones acordes con la resistencia de la sección cajón.

Las sollicitaciones originadas durante el lanzamiento en la cola del tren de empuje, fueron resistidas mediante la conveniente disposición de un refuerzo de armadura

pasiva y activa ubicada en el último tramo del tablero, más un proceso de gateado y descenso controlado de apoyo a medida que la cola de empuje avanza y cambia su configuración estática de un sistema biapoyado a un esquema de viga en voladizo.

Entre estos dos estados de solicitaciones singulares del tablero que se originan durante el proceso de lanzamiento, el frente y la cola de empuje, en el resto de los tramos intermedios del tablero se origina un estado de solicitaciones de “régimen” similar al de una viga continua, en la que los esfuerzos se invierten de negativo a positivo en cada sección a medida que avanza el proceso de lanzamiento.

Una condición crítica durante la construcción del tablero es el gateo de los apoyos, que se introduce en los cálculos como un desplazamiento impuesto hacia arriba que induce solicitaciones adicionales en el tramo que se levanta. El gateo de los apoyos se puede originar por una acción no prevista durante el proceso de lanzamiento, como la mala colocación de las almohadillas de neopreno-teflón, la rotura de un apoyo o algún otro imprevisto de obra. Por otra parte, al finalizar el lanzamiento es necesario gatear el tablero para el cambio de los apoyos deslizantes por los apoyos definitivos.

Con respecto a la verificación de los estados de servicio del tablero del puente, se calcularon las solicitaciones debido a peso propio y cargas permanentes y la redistribución de solicitaciones por fluencia lenta del hormigón, las solicitaciones por sobrecargas móviles, por coacción debido a variación uniforme de temperatura y gradiente térmico, tanto vertical como horizontal, asentamiento o descenso impuesto de apoyo, acción del viento, frenado, pretensado y resistencia o frotamiento en apoyos.

Para la determinación de las solicitaciones máximas por sobrecarga móvil se utilizó el concepto de línea de influencia, analizando un conjunto de configuraciones de carga, combinando diferentes posiciones de aplanadoras, multitud compacta en calzada y sobrecarga en vereda, tanto en el sentido longitudinal como transversal, de manera de reproducir las máximas solicitaciones tanto en la viga principal tipo cajón como en los diafragmas transversales de la superestructura.

Finalmente, la envolvente de solicitaciones, definida tanto para la etapa constructiva como para la de servicio, condujo a la adopción de dos sistemas de cables de pretensado a saber: un sistema de cables rectos denominados “cables de lanzamiento” y un sistema de cables curvos llamados “cables de continuidad”, con características geométricas y funciones distintas.

El pretensado de lanzamiento del tablero está constituido por dos grupos de cables: un primer grupo de 12 cables compuestos cada uno por 12 cordones de $\frac{1}{2}$ ” (12.7 mm) de diámetro, ubicados en la losa superior, y por un segundo grupo compuesto por 9 cables de 12 cordones cada uno de $\frac{1}{2}$ ”, ubicados en la losa inferior del cajón.

Cada grupo de los cables de lanzamiento, esta formado por familias de cables de un tercio del total del grupo, es decir, familias de 4 cables para el primer grupo de un total de 12 cables, y familias de 3 cables para el segundo grupo de un total de 9 cables, que van “cociendo” las sucesivas dovelas de forma de lograr la continuidad del sistema estructural. Además, en el primer y último tramo del tablero se agregó un refuerzo del pretensado de lanzamiento, compuesto por 2 cables de 10 cordones de $\frac{1}{2}$ ” con el objeto de compensar las mayores solicitaciones que se producen en estos tramos.

Los cables de lanzamiento son tesados en forma secuencial en la playa de prefabricado, teniendo presente los condicionantes constructivos y las solicitaciones que se producen en los dovelas recientemente construidas al ser movilizadas a lo largo de la pista de prefabricación, y tienen por objetivo generar un estado de compresión centrado que brinda la resistencia necesaria frente a las solicitaciones alternadas que se originan durante el lanzamiento del tablero. El pretensado de lanzamiento se mantiene en servicio y forma parte del sistema de pretensado definitivo del tablero.

El pretensado de continuidad, adicional al pretensado de lanzamiento, se realizó una vez completado el lanzamiento del tablero y alcanzado su posición definitiva. El pretensado de continuidad está formado por cables curvos, cuya geometría queda inscripta en las almas del cajón, siguiendo la ley del diagrama de momentos flectores originados por la sobrecarga móvil.

El pretensado de continuidad está formado por 12 cables de 12 cordones de $\frac{1}{2}$ " cada uno en el tramo inicial y final respectivamente, y por 8 cables de 12 cordones de $\frac{1}{2}$ " en cada uno en los restantes tramos típicos.

El objetivo de estos cables es completar la resistencia necesaria del tablero en servicio, garantizando la continuidad de las dovelas que conforman dicho tablero. El tesado de los cables de continuidad se realizó en un único proceso inmediatamente de finalizado el empuje, siguiendo el protocolo establecido en el proyecto.

En la Figura 5a y 5b se representa en forma esquemática los cables de lanzamiento ubicados en la losa inferior y superior de la sección cajón y los cables de continuidad cuyo trazado curvo se realiza por las almas del cajón.

Nariz de lanzamiento

La nariz metálica de lanzamiento fue diseñada con dos vigas de alma llena de sección doble te, de altura variable, máxima en el encuentro con la primer dovela de hormigón y mínima en el extremo opuesto, vinculadas por dos reticulados planos horizontales, uno superior y otro inferior, y triangulaciones verticales que le confieren una rigidez transversal y torsional apropiada. Adicionalmente, en el frente de la nariz se diseñó un sistema especial de levantamiento mediante gatos hidráulicos que permite la recuperación de la flecha elástica al alcanzar la proa el apoyo en la pila.



Figura 6. Nariz metálica de lanzamiento

En la Figura 6 se puede observar una vista general de la nariz metálica utilizada para el lanzamiento del tablero.

La propia nariz de lanzamiento y su vinculación con la primera dovela de hormigón constituye una componente crítica del sistema debido a su importante rol durante todo el proceso de empuje. Por este motivo, la primera dovela de hormigón presenta características únicas y particulares, con refuerzos especiales que permiten resistir los esfuerzos de flexión y corte transmitidos por la viga metálica a la sección de hormigón. La unión a flexión se realizó por medio de cuatro grupos de barras pretensadas de acero especial de alta resistencia, ancladas en macizados de hormigón ubicados en correspondencia con las almas del cajón, y la transferencia de corte se realizó mediante dos llaves de corte constituidas por un par de cajones metálicos embutidos en dos nichos ubicados en el propio diafragma transversal de la dovela convenientemente reforzado.

En forma concomitante, se diseñó un refuerzo en el extremo de cada una de las vigas metálicas de la nariz, constituido por un cajón cerrado con rigidizadores en ambas direcciones que garantizan una adecuada difusión de los esfuerzos concentrados en la unión. En la Figura 7 se muestra un esquema de la solución planteada para la vinculación entre la nariz de lanzamiento y la primera dovela de hormigón.

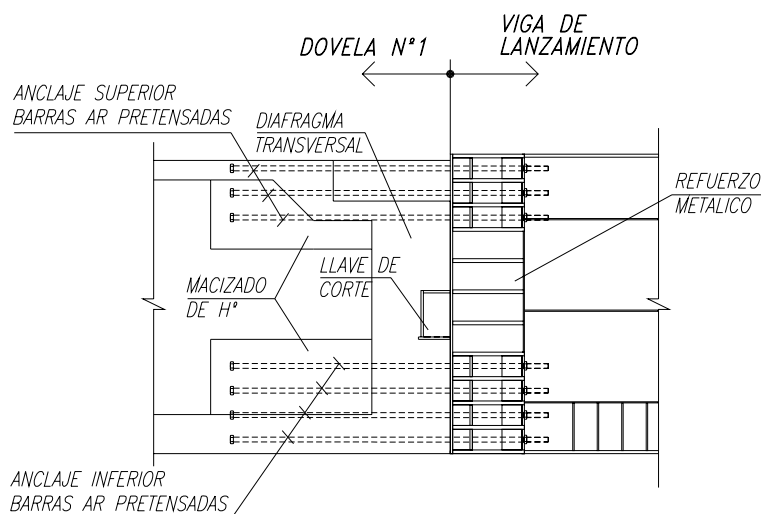


Figura 7. Vinculación nariz metálica – dovela de hormigón

Pilas

Las pilas del puente presentaban requerimientos estructurales relacionados, por un lado, con su función de apoyo del tablero y transferencia de cargas a las fundaciones, y por otro lado, los requerimientos resistentes para soportar las fuerzas que se originan durante el lanzamiento.

La idea conceptual del diseño de la pila fue realizar una estructura con una geometría simple que facilitara el proceso constructivo en agua y en altura, y al mismo tiempo, suficientemente resistente y rígida para soportar las sollicitaciones inducidas durante la etapa constructiva.

Consecuentemente, se optó por un diseño compuesto por dos pilotes columnas de 2.00 m de diámetro, vinculados transversalmente en su parte superior por medio de una viga dintel de 1.70 m de altura y ancho variable de 2.00 m en su intersección con las columnas a 1.50 m en el centro del tramo. En la Figura 8 se puede observar la planta de una pila típica del puente.

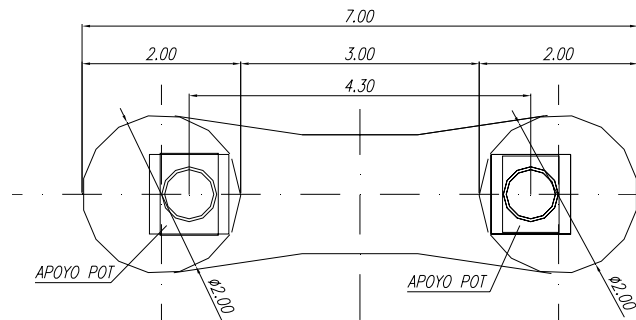


Figura 8. Planta de pila típica

Los apoyos especiales del puente tipo POT se colocaron directamente sobre las columnas de la pila, de manera de transmitir las solicitaciones en forma directa y reducir las solicitaciones adicionales por introducción de cargas localizadas. Además se colocaron en cada columna de pila las guías laterales para el centrado del tablero durante el proceso de lanzamiento.

La construcción de las pilas planteaba un desafío constructivo debido al caudaloso y profundo Río Colastiné. La ejecución de los pilotes-columnas se realizó por medio de un equipo de perforación montado en una barcaza desde la cual se realizaban las tareas de instalación por vibración de la camisa metálica, excavación mediante balde rotativo estabilizada con lodos bentoníticos, descenso de las armaduras y hormigonado del pilote bajo agua. El replanteo de cada pilote se realizó por medio de dispositivos de posicionamiento satelital montados en la propia barcaza y equipos topográficos de precisión desde la costa.

La excavación de los pilotes se realizó por medio de la técnica de lodos bentoníticos con la ayuda de una camisa metálica hincada que se extendía desde el nivel inferior de la viga dintel, materializando de esta forma un encofrado perdido para la parte superior de la columna que asoma por arriba del suelo, hasta una profundidad embebida en el manto de arena tal que la presión ejercida por la columna de lodos bentoníticos aseguraba la estabilidad de la excavación. Luego se bajaban las armaduras de refuerzo y finalmente se realizaba el hormigonado con tubo de colado, desalojando el lodo que era recirculado y reciclado en una pileta ubicada al pie del estribo Paraná para los siguientes procesos de excavación. En la Figura 9 se pueden observar detalles del equipo de perforación sobre barcaza y del balde de excavación.

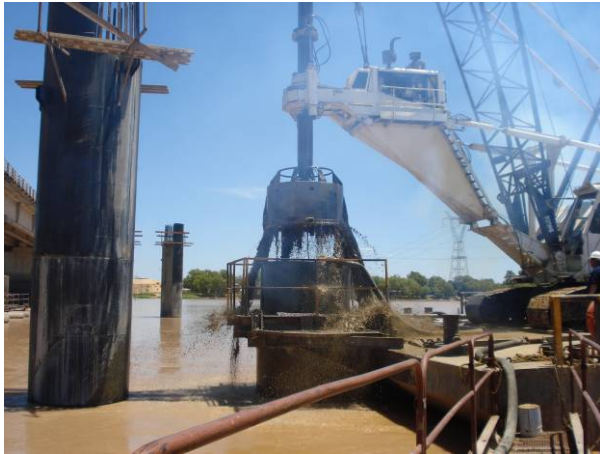


Figura 9a. Excavación de pilotes con balde rotativo



Figura 9b. Excavación de perforación sobre barcaza

Una vez construidos los pilotes columnas de cada pila, se procedió a ejecutar la viga dintel superior. Con el objeto de evitar la colocación de encofrados en altura, se recurrió a la utilización de una pieza prefabricada de hormigón de sección “U” que servía de encofrado perdido para la viga dintel, apoyada directamente sobre la camisa metálica mediante ménsulas dejadas ex profeso para tal fin.

Una vez posicionado y asegurado el encofrado prefabricado de hormigón se procedía al montaje de la armadura completa del dintel y posterior colado del hormigón. En la Figura 10 se pueden apreciar los detalles constructivos de la viga dintel de las pilas.

Desde el punto de vista del cálculo estructural, las pilas presentan solicitaciones debido a combinaciones de estados de carga convencionales en puentes, tales como peso propio, cargas permanentes, sobrecargas móviles, viento, frenado, frotamiento en apoyos, asentamientos diferenciales, y solicitaciones por estados de carga constructivos debido al deslizamiento del tablero sobre los apoyos solidarios a dichas pilas.

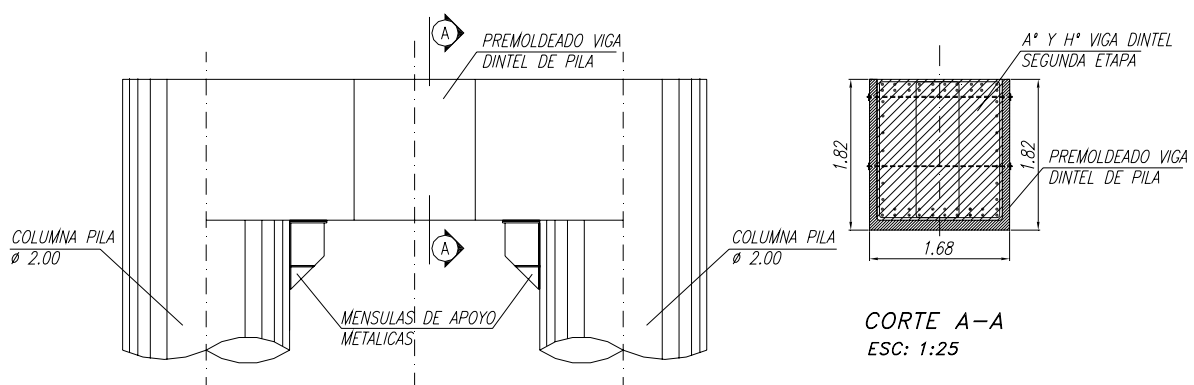


Figura 13. Molde Prefabricado

Por otro lado, la altura y esbeltez de las pilas planteaban el requerimiento de un análisis de segundo orden, debido a que las solicitaciones adicionales por la deformación de la pila, tanto durante el estado constructivo como en servicio, son significativas frente a las solicitaciones de primer orden.

Para cada una de las pilas del puente se consideraron dos escenarios de análisis, correspondientes a un nivel de erosión normal y máximo del cauce del río, los que definían diferentes alturas libres de los pilotes columnas, tal como se describió en el apartado de fundaciones. A partir de la envolvente de solicitaciones para todas las combinaciones de carga y condiciones de erosión se diseñaron las armaduras de los pilotes, columnas y viga dintel de las pilas.

Apoyos del puente

Los apoyos definitivos del puente son tipo POT, provistos con deslizador superior con cobertura de acero inoxidable para el lanzamiento del tablero. En el presente proyecto se utilizaron un total de 2 apoyos fijos tipo TF, 10 apoyos unidireccionales tipo TGe y 10 apoyos bidireccionales tipo TGa de la firma Maurer Shöne^[2] de Alemania.

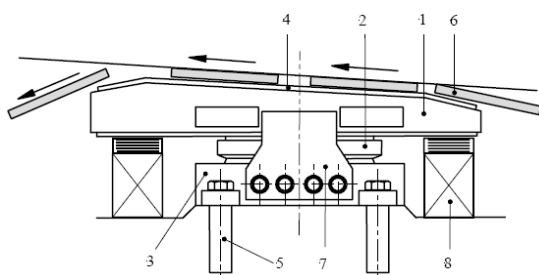


Figura 14. Apoyo tipo POT con deslizador superior

Juntas del puente

En el diseño del tablero continuo del puente se colocó en cada uno de sus extremos una junta de dilatación modular estanca de perfiles de acero sellados, con sistema de anclaje para hormigón. En el presente proyecto se utilizaron 2 juntas especiales modelo D-240 de Maurer Shöne^[2], de 240 mm de recorrido máximo.

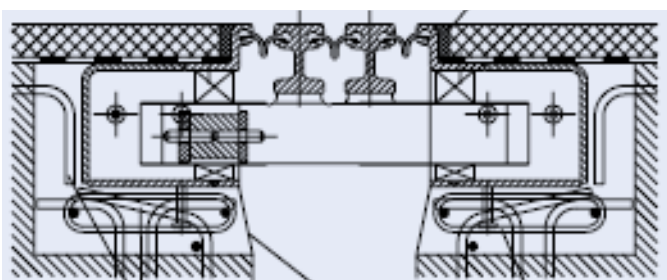


Figura 15. Junta modular estanca de perfiles de acero sellados

Método o proceso constructivo

Uno de los métodos más utilizados para la construcción de puentes de luces medias a grandes es la técnica o sistema de lanzamiento o empuje sucesivo de dovelas hormigonadas in situ en un parque de prefabricación fijo, ubicado generalmente en uno de los extremos del puente.

En el caso del Puente sobre el Río Colastiné, la playa de prefabricado se ubicó detrás del estribo lado Paraná, y el avance se realizó hacia el lado Santa Fe.

El tablero del puente se fabricó en tramos de dovelas de longitudes del orden de 18 m, dividiendo cada tramo parcial del puente en tercios. Cada una de las dovelas subsiguiente se hormigona directamente contra la anterior, y cuando el hormigón alcanza una resistencia suficiente, se pretensan los cables de lanzamiento que vinculan las diferentes dovelas, y de esta manera es posible movilizar el tren de dovelas hacia adelante por medio de dispositivos hidráulicos especiales y cables de arrastre.

El equipo de lanzamiento provisto por la empresa ALE^[3] consistió en 2 unidades de tiro o gatos hidráulicos de 500 t de capacidad unitaria, que funcionan con una central de potencia comandada por un sistema electrónico mediante un software específico que permite el control total de la operación de lanzamiento. Las unidades de tiro se instalaron en posición horizontal en la parte frontal del estribo lado Paraná, reaccionando contra una estructura metálica diseñada para tal fin que se apoya contra el propio estribo.

La fuerza de tiro se transmite a las dovelas mediante un sistema de cables de acero especial pretensado, vinculados a la dovela mediante una pieza especial metálica de conexión.

El equipo auxiliar necesario para la construcción y lanzamiento del tablero consiste en primer lugar, en la pista de prefabricado y los encofrados de la dovela, dividido en una primera etapa que configura una sección tipo "U" formada por la losa inferior y almas del cajón, y una segunda etapa que conforma la losa superior de la dovela.

Otro de los elementos fundamentales para el empuje lo constituye la nariz de lanzamiento metálica, que tiene por objeto disminuir las solicitaciones en el frente del tren de empuje del tablero, y se complementa con un par de gatos hidráulicos ubicados en el extremo anterior de la nariz que se utilizan para recuperar la flecha del peso propio de la nariz al alcanzar cada pila del puente. La unión de la nariz con la primer dovela se realizó con barras especiales de acero pretensadas y llaves de corte.



Figura 16. Vista general de la playa de prefabricación, tren de dovelas y nariz de lanzamiento metálica

Por último es necesario contar con los apoyos deslizantes con superficie de acero inoxidable, donde deslizan las almohadillas de neopreno-teflón, lográndose mediante estos dispositivos disminuir la fricción a valores relativamente bajos. En el caso del puente Colastiné, la fricción medida fue del orden del 3 % en el inicio del lanzamiento, y al finalizar el lanzamiento se midieron fricciones menores del 2 %. Los mayores valores de fricción registrados al iniciar el movimiento se debieron a las restricciones originadas en la propia pista y encofrados de la dovela, de un valor de fuerza prácticamente constante, que en valor porcentual se fueron reduciendo a medida que se incrementaba el peso del tren de dovelas.

Finalmente, dentro del proceso constructivo se menciona la importante tarea de auscultación y controles de obra, realizándose mediciones de asentamientos de pilas y estribos, deformaciones del tablero y nariz de lanzamiento al finalizar cada una de las etapas de empuje, deformaciones en pila durante el lanzamiento, medición de asentamientos de la pista de prefabricación, medición de fuerzas y variables relacionadas al lanzamiento del tablero, medición de fuerzas y elongaciones de pretensado, evaluación de resistencia del hormigón a edad temprana, que permitieron un adecuado control del proceso constructivo y control calidad de la obra.

Conclusiones

El proyecto ejecutivo del Puente Lanzado sobre el Río Colastiné ha permitido el análisis y desarrollo pormenorizado de esta tipología estructural de puentes, confirmando su excelente aptitud para el rango de luces medias comprendidas entre los 40 a 60 m.

Además, el proyecto y construcción se realizó en su mayor parte con tecnología desarrollada en nuestro país, lo que posibilita su futura implementación en otros proyectos similares.

Consecuentemente, el proyecto de Puente Lanzado sobre el Río Colastiné ha proporcionado una solución técnico-económica muy satisfactoria dentro del marco de la obra de duplicación de la calzada de la Ruta Nacional N° 168, valorada a través del análisis y comparación de tres alternativas, que permitió avanzar de una etapa de proyecto a la constructiva sobre ideas claras y realizables con el aporte de todas las partes intervinientes: comitente, proyectista, empresa constructora e inspección.

Asimismo se debe mencionar la importancia de las tareas de medición y control realizadas en obra durante el proceso constructivo, que se utilizaron para la confirmación y validación del diseño de los distintos componentes estructurales del sistema, y que podrán ser utilizadas a futuro para optimizar el método constructivo.

Por último los autores desean resaltar la importancia de la aplicación de soluciones técnicas innovadoras, como medio para la solución de proyectos de infraestructura, para obtener resultados técnicos-económicos superiores a los alcanzados con soluciones estándares. Por lo tanto, se considera muy recomendable el desarrollo en la etapa de anteproyecto de alternativas que permitan una evaluación comparativa en aras de la elección de la solución óptima para el caso en estudio.

Referencias

[1] Reese, L C. y O'Neill, M. W. (1988) "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods," U.S. Department of Transportation, FHWA-HI-88-042, Dallas, TX, EEUU.

[2] Maurer Shöne, www.maurersone.com.

[3] ALE, www.ale.es