

Construcción del nuevo puente de Gerald Desmond.

New Gerald Desmond Bridge construction process.

David Arribas Mazarracín^a, Pablo Bernal Sahún^b, Pablo López Marzo^c, Mariano Herraiz Gómez^d

^a ICCP, FCC Construcción, Jefe departamento de puentes. ^b ICCP, FCC Construcción, Ingeniero departamento de puentes. ^c ICCP, FCC Construcción, Project Manager. ^d ICCP, FCC Construcción, Construction Manager.

RESUMEN

El nuevo puente de Gerald Desmond, situado en Long Beach (California), está formado por un tramo principal atirantado de 610 m de longitud y 305 m de luz máxima y dos tramos de acceso de 1800 m de longitud total y luces comprendidas entre 65 y 70 m. El consorcio formado por FCC, Shimick e Impregilo (SFI JV) ganó el concurso para el diseño y construcción de este puente promovido por la autoridad del Puerto de Long Beach en el año 2012 en colaboración con el Departamento de Transporte de California. El puente principal se construye por voladizos sucesivos mientras que los viaductos de acceso se han ejecutado principalmente empleando cimbras autolanzables.

ABSTRACT

Gerald Desmond Bridge Replacement is a 610-meter cable-stayed bridge with a main span 305-meter long. Additional to the main bridge there are two 1800m long approaching viaducts with typical spans of between 65-70 meters. Late in 2012, the Port of Long Beach in collaboration with the California Department of Transportation awarded a design and construction contract to the FCC / Shimmick / Impregilo JV (SFI) including the cable stayed bridge. Cable stayed bridge is erected by balance cantilever while approach viaducts are built using movable scaffolding system.

PALABRAS CLAVE: Nuevo Gerald Desmond, puente atirantado, construcción, cimbra autolanzable.KEYWORDS: New Gerald Desmond Bridge, cable stayed bridge, construction, movable scaffolding system.

1. El puente de Gerald Desmond

La primera conexión entre la isla terminal del puerto y Long Beach se estableció en el año 1944 mediante un puente provisional de pontonas. Entre los años 1965 y 1968 se construyó un puente arco metálico (Figura 1) bautizado como el Gerald Desmond Bridge en honor al abogado del ayuntamiento de Long Beach que promovió su construcción. Este puente presenta en la actualidad problemas de conservación, capacidad y limitaciones de gálibo para el paso de las actuales embarcaciones de transporte de contenedores. Por estos motivos la autoridad del puerto de Long Beach decidió su reemplazo por un nuevo puente atirantado de mayor capacidad, luz y gálibo vertical para el tráfico marítimo.



Figura 1. Puente existente de Gerald Desmond.

El proyecto y construcción de este nuevo puente fue adjudicado a una unión de empresas formada por FCC, Shimmick e Impregilo en el año 2012 por el puerto de Long Beach que actúa como promotor de la obra. El consorcio encargó el desarrollo del proyecto a Arup USA.

2. Proyecto del Nuevo Puente de Gerald Desmond

El proyecto del nuevo puente de Gerald Desmond incluye cuatro viaductos de acceso (dos por calzada) de entre 800 y 1100 m de longitud y un tramo principal atirantado con un vano central de 305 m de luz y dos laterales de 152 m de luz (Figura 2).



Figura 2. Nuevo puente de Gerarald Desmond en construcción junto a puente existente.

2.1 Viaductos de acceso

Los viaductos de acceso se han resuelto con tableros de hormigón pretensado de luces comprendidas entre 65 y 70 m y anchos comprendidos entre 18 y 25 m ejecutados por fases mediante cimbra autolanzable (Figura 3).

La sección tipo de los tableros es de cajón monocelular de 3.60 m de canto y anchura típica 18 m. El ancho superior del cajón es 10.5 m y el espesor mínimo de la losa superior es 0.28 m (Figura 4). En las zonas de mayor anchura la sección adoptada es un cajón bicelular con el mismo canto.



Figura 3. Viaducto de acceso Este visto desde el pilono A17.

Los tableros disponen de pretensado longitudinal y transversal. El pretensado longitudinal está formado en general por seis tendones de 27 torones de 0.6" por alma mientras que el pretensado transversal está formado por tendones planos de 4 torones de 0.6" con anclaje plano (DSI FA 4-0.6") dispuestos cada 0.9 m.



Figura 4. Sección típica tableros de viaductos de acceso.

La vinculación entre tableros y pilas es un empotramiento y se han dispuesto juntas de dilatación con apoyos a media madera cada tres o cinco vanos dependiendo de la altura de las pilas.

Las pilas son de hormigón armado con sección rectangular hueca de dimensiones variables según la altura. Cada pila se cimenta mediante un encepado de entre 2.75 y 3.0 m de canto con cuatro pilotes de entre 1.8 y 2.5 m de diámetro.

2.2 Puente principal

El puente principal dispone de tres vanos de 152, 305 y 152 m de luz soportados por dos pilonos de 157 m de altura.

Las pilas comunes con los viaductos de acceso reciben el nombre de pila 15 y pila 18 mientras que los pilonos reciben el nombre de pilas 16 y 17.

El tablero está sustentado por dos planos de cuarenta tirantes y apoyado en las pilas extremas. No existe vinculación en dirección vertical entre tablero y pilonos por lo que toda la carga vertical entra al pilono por el sistema de tirantes.

En dirección longitudinal y transversal se disponen amortiguadores con fusible tanto en las pilas extremas como en los pilonos de forma que para las condiciones de servicio el puente se encuentra fijo en los cuatro puntos, mientras que en situaciones de sismo se encuentra libre y actuando el sistema de amortiguadores en los cuatro puntos.

Cada pilono del puente principal se ha cimentado mediante doce pilotes de 2500 mm de diámetro y una longitud aproximada de 50 m, recogidos en un encepado octogonal de 26 m de lado y 4.9 m de canto.

Los pilonos se han diseñado con una sección octogonal en la que cuatro lados tienen dimensión variable y cuatro constante. De esta manera, en la zona superior en la que los lados de dimensión variable se hacen mínimos, la sección se transforma en cuadrada con las esquinas achaflanadas y una diagonal orientada según el eje del puente. Las dimensiones en base son de 9x9 m con un espesor de pared de 0.9 m reduciéndose hasta 5.5x5.5 m con espesor de pared 0.6 m en la parte superior.

El tablero está formado por un entramado metálico sobre el que se apoya una losa de hormigón de 46.4 m de anchura (Figuras 5 y 6).



Figura 5. Vista isométrica del entramado metálico de una dovela tipo.

Los elementos principales del entramado son dos vigas cajón longitudinales de 1.9 m de canto por 1.40 m de ancho separadas 46 m (Edge Girders) y vigas transversales dispuestas cada 5.08 m, de 44 m de longitud con sección doble T y canto variable entre 1.9 y 2.9 m (Floor Beams). El entramado se completa con elementos longitudinales de menor entidad dispuestos cada 9 m aproximadamente, destinados únicamente a dar estabilidad frente al pandeo lateral a las vigas transversales durante la construcción y a dar apoyo a la losa de hormigón.

La losa de tablero está formada por paneles prefabricados a los que se da continuidad al tiempo que se conecta a la estructura metálica mediante calles hormigonadas in situ coincidiendo con los elementos del entramado metálico (Figura 7).



Figura 6. Sección tipo de tablero del viaducto principal.

Por el exterior de la viga longitudinal sur se ha dispuesto un carril bici y peatonal soportado por ménsulas metálicas empotradas en la viga longitudinal de borde.

En la configuración global del puente hay que destacar la gran anchura del tablero teniendo en cuenta que sólo hay dos planos de tirantes, la elevada rigidez a torsión de las vigas longitudinales y la carga asimétrica que supone la presencia del carril bici.

3. Construcción

3.1 Cimentaciones

La construcción del nuevo puente de Gerald Desmond comenzó con la ejecución de 351 pilotes hormigonados in situ de hasta 2.5 m de diámetro y 56 m de profundidad.

En todos los pilotes ejecutados se ha inyectado la punta para mejorar su capacidad resistente y reducir así el número total de pilotes necesarios y las dimensiones de los encepados.



Figura 7. Zona de conexión entre elementos prefabricados de la losa a hormigonar in situ.

La integridad de los pilotes se ha verificado mediante ensayos Gamma Gamma Logging empleando para ello tubos embebidos en el hormigón. Este tipo de ensayos permite analizar la integridad de la sección completa del pilote incluyendo la zona del recubrimiento, que no se puede verificar normalmente con los ensayos sónicos.

Para ajustar los parámetros de diseño así como los procedimientos de ejecución de los pilotes, se construyeron cinco pilotes de prueba con diámetros que iban de 1.50 m a 2.5 m dotados con una célula de Osterberg para la realización de una prueba de carga estática en cada pilote (Figuras 8 y 9). En los pilotes de 2.50 m se colocaron cuatro gatos hidráulicos en la célula Osterberg situada a 2.2 m de la punta así como numerosa instrumentación incluyendo extensómetros para medir movimientos y deformaciones. La carga introducida en la célula en los pilotes de 2.50 m cuando se alcanzó la carrera máxima de los gatos fue de 58 MN. Esta carga estaba reaccionando contra el mecanismo de trabajo por punta y contra el mecanismo de

trabajo por fuste del pilote. Para esta carga los desplazamientos medidos en la célula fueron de 190 mm en la punta y 25 mm en el fuste.



Figura 8. Esquema de montaje de la célula de Osterberg en el pilote de prueba.

El análisis de los resultados de los ensayos permitió fijar unos parámetros de diseño tanto por punta como por fuste que fueran compatibles entre sí dada la rigidez de cada mecanismo y a su vez que se pudiera limitar el asiento total del pilote. Estos parámetros fueron mayores que los que se podían deducir de forma preliminar de la normativa.



Figura 9. Célula de Osterberg instalada en el pilote de prueba.



Figura 10. Hormigonado del encepado del pilono A17. Los encepados se hormigonaron sin interrupción para evitar la aparición de juntas de hormigonado (Figura 10).

3.2 Pilas y pilonos

Además de los pilonos del puente principal se han ejecutado un total de 72 pilas de alturas variables entre 20 y 60 m con trepas de hasta 6 m de altura.

Los pilonos se han ejecutado con trepas de entre 4 y 5.5 m y ha sido necesario instalar un tunned mass damper en su parte superior para reducir las vibraciones por viento durante la construcción.

3.3 Viaductos de acceso

Los viaductos de acceso se han ejecutado mediante cimbra autolanzable inferior excepto algunos vanos próximos a los estribos que se han cimbrado al suelo por tener una variación importante de sección debida a la presencia de carriles de acceso (Figura 11). Estos han sido los primeros tableros ejecutados mediante cimbra autolanzable en California.



Figura 11. Tramo cimbrado al suelo en viaductos de acceso.

En total se han empleado dos cimbras autolanzables, una para los tableros del viaducto de acceso Este y otra para los del Oeste. Las cimbras permiten ejecutar vanos de luces comprendidas entre 58 y 70 m con tableros curvos de radio mayor a 610 m y peso máximo de 47 t/m para la luz máxima hormigonando la sección en dos fases (Figura 12). La primera fase incluye el fondo de la sección cajón así como las almas mientras que la totalidad de la losa superior se hormigona en la segunda fase.



Cada cimbra ha sido montada y desmontada en el suelo e izada y descendida a su posición bajo el tablero mediante operaciones de heavy lifting (Figura 13).



Figura 13. Izado de autocimbra en viaductos de acceso mediante heavy lifting.

La primera cimbra se instaló en los primeros vanos del tablero Noreste avanzando hacia el puente principal. Una vez realizada la última fase de este tablero, se lanzó un vano hacia atrás y se descendió mediante heavy lifting para ser trasladada al mismo vano del viaducto Sureste mediante vehículos SPMT (Vehículo modulable autopropulsado de transporte). Una vez instalada en el viaducto Sureste se avanzó hacia el último vano y se ejecutó el tablero de puente principal a estribo (Figura 14).

La segunda cimbra se montó tras el estribo Noroeste para ejecutar este tablero hasta el puente principal. Tras la finalización de este tablero se retrocedió una fase, se descendió mediante heavy lifting y se trasladó al mismo vano del tablero Suroeste mediante vehículos SPMT. El tablero Suroeste se realizó con la misma secuencia para lo que fue necesario lanzar la cimbra hacia el estribo antes de comenzar.



Figura 14. Autocimbra durante el hormigonado de una fase.

3.4 Puente principal

El tablero del puente principal se construye por voladizos sucesivos partiendo de los pilonos. Las dovelas iniciales tienen una longitud de 35.36 m mientras que las dovelas tipo tienen una longitud de 15.24 m que se corresponde con tres vigas transversales y con la distancia entre tirantes en el tablero.

La estructura metálica de las dovelas iniciales se montó en el suelo. Posteriormente se elevaron hasta su cota de montaje mediante un procedimiento de heavy lifting (Figura 15). Una vez alcanzada la cota de montaje se instalaron los cuatro tirantes que sustentan cada una de estas dovelas iniciales, se procedió a la retirada de los apeos provisionales y se procedió a la instalación de las prelosas de hormigón y el hormigonado de las calles de conexión entre las mismas y con la estructura metálica.

Entre la dovela inicial y el pilono se dispone un elemento temporal singular (shear key), que vincula temporalmente ambos elementos frente a acciones horizontales y evita al mismo tiempo el giro en planta del tablero. El shear key está formado por dos topes longitudinales guiados en dirección transversal y situados en las caras de +pk y –pk de cada pilono. De esta manera se permiten los movimientos verticales del tablero pero se bloquean los horizontales incluyendo las direcciones longitudinal y transversal así como el giro en el plano horizontal.



Figura 15. Izado de la estructura metálica de la dovela inicial mediante heavy lifting.

La construcción de cada dovela se ha previsto con un montaje de la estructura metálica pieza a pieza en voladizo utilizando una grúa tipo Derrick instalada en la dovela previa (Figuras 16 y 17).

En primer lugar se montan las vigas longitudinales laterales. Posteriormente se apoyan en las mismas las vigas transversales en su posición empleando unas ménsulas temporales. En esta situación resulta necesario aplicar unas fuerzas importantes en la estructura para lograr la tangencia entre las vigas transversales y las longitudinales, debido a que estas últimas se montan en prolongación de las del segmento anterior, que se encuentra cargado con la losa de hormigón y equipos auxiliares de obra y por tanto presentan un giro de eje longitudinal que resulta incompatible con la geometría de las vigas transversales. Este problema se ve agravado por el diseño con sección cajón de las vigas longitudinales que les dota de una enorme rigidez a torsión.



Figura 16. Instalación de viga transversal.



Figura 17. Vista general de las grúas Derrick en los voladizos del vano principal.

Para lograr la tangencia entre vigas se han diseñado y fabricado 24 estructuras temporales (super wrenches) que permiten flectar las vigas transversales y torsionar las longitudinales transmitiendo las cargas de manera que no ha sido necesario modificar ni taladrar los elementos permanentes (Figuras 18 y 19).



Figura 18. Estructuras temporales para lograr la tangencia entre vigas longitudinales y transversales.



Figura 19. Esquema de transmisión de fuerzas entre viga longitudinal (en rojo) y viga transversal (en azul) mediante estructura temporal (en verde).

Una vez finalizado el montaje del entramado metálico se instalan los tirantes que corresponden al segmento y posteriormente se instalan las losas prefabricadas y se ferrallan y hormigonan las calles de conexión (Figuras 20 y 21).



Figura 20. Ferrallado de las zonas hormigonadas in situ.

La construcción del segmento termina con un retesado de los tirantes y el avance de las grúas Derrick para la ejecución del siguiente segmento. El ciclo completo de cada segmento requiere de algo más de un mes para ser completado.



Figura 21. Hormigonado de las calles de conexión.

Una vez finalizada la construcción del sexto segmento, cuando el voladizo tiene una longitud de 104 m, se instala una pila provisional entre los segmentos 5 y 6, que garantiza la estabilidad del conjunto durante la ejecución de los tres últimos segmentos y del cierre de los vanos laterales (Figura 22). Dado que la pila provisional supone una coacción frente a las acciones horizontales transversales ya no es necesario mantener las guías en los dos topes del pilono para prevenir el giro del tablero en el plano horizontal. Por tanto, las guías se liberan en uno de los topes del pilono quedando el tablero fijado transversalmente en la pila provisional y en una cara del pilono. En la dirección longitudinal el tablero permanece fijado a los pilonos hasta la finalización de la construcción.

Una vez ha finalizado el montaje de la estructura metálica del segmento 9 se procede a la conexión con las vigas extremas que se apoyan en las pilas 15 y 18 comunes a los viaductos de acceso.

Tras el cierre de los vanos laterales y la finalización de los segmentos 9 se procede a la retirada de las pilas provisionales y a la instalación de la estructura metálica y la losa del segmento de cierre del vano principal.



Figura 22. Pila provisional en vano lateral del puente principal, al fondo viaducto de acceso.

Una vez se ha dotado de continuidad a todo el tablero se procede a realizar un pretensado longitudinal de la losa de hormigón y un retesado de parte de los tirantes. La construcción termina con la instalación de los fusibles amortiguadores y la aplicación de las cargas muertas.