







Ingeniería de construcción de diversos Puentes metálicos en América

Construction Engineering of some Steel Bridges in the Americas

Francisco Javier Jordán García ^a, Juan A. Sobrino Almunia^b, Rafael de Oliveira Cabral^c, Sergio Carratalá Lamarca^d

> ^a ICCP, PE, P.Eng., Director de Pedelta España ^bDr. ICCP, PE, P.Eng., Eng., Director de Pedelta ^c Ingeniero Civil. Responsable de Proyectos y especialista en Puentes. Pedelta. ^d ICCP, PE Responsable de Proyectos y especialista en Puentes. Pedelta

RESUMEN

Pedelta ha realizado recientemente la ingeniería de construcción de diversos puentes metálicos y mixtos recientemente finalizados en América. El puente Oxec, de 77m de luz máxima y ubicado en Guatemala, es un puente mixto de vigas doble T que se ha construido por empuje desde uno de sus accesos. Los puentes de Île des Soeurs, de 70 m de luz, se ubican en Montreal, Canadá, están compuestos también por vigas doble T pero en este caso se han construido por izado de sus componentes individuales. Por último, el puente arco de Walterdale, en Edmonton, Canadá, de 206m de luz, se ha construido mediante grúas e incluye operaciones especiales para conseguir el estado final requerido tensional y deformacional.

ABSTRACT

Pedelta has recently carried on the construction engineering of some steel and composite bridges in the Americas. The Oxec Bridge has a main span of 77m and is located in Guatemala. It is a composite steel and concrete bridge made with I girders. It has been built by incremental launching. The Île des soeurs Bridges, with a typical span of 70m, are located in Montreal, Canada. They are also steel I girder Bridges and it has been erected with cranes consecutively assembling their individual members. The Walterdale Bridge has been erected with cranes including specific actions to achieve the final road geometry and stresses at the hangers.

PALABRAS CLAVE: construcción por empuje, arco, puente metálico, ingeniería de construcción, **KEYWORDS:** launching, arch, Steel bridges, construction engineering.

1. Puente Oxec en Guatemala

El puente Oxec forma parte del Proyecto Hidroeléctrico Oxec II, y se encuentra ubicado en el municipio de Cahabón, en Guatemala. El puente cruza la cola del nuevo embalse Oxec II, y se ubica a una distancia de 150 m aguas abajo del puente actual sobre el Rio Cahabón, que se ha tenido que desmontar por quedar sumergido bajo las aguas del embalse. Pedelta realizó tanto el diseño como la ingeniería de construcción del puente.

Se trata de un puente mixto trijácena de tres vanos de luces compensadas. El puente tiene una longitud entre apoyos extremos de 176.00 m, repartida en 3 vanos de 49.5m + 77.0m + 49.5m. El trazado en planta es recto en toda su longitud, con una pendiente longitudinal constante de 1% descendiente desde el estribo sur al norte. La sección transversal dispone de un peralte de bombeo simétrico del 2%. En la Figura 1 se puede ver la estructura metálica del puente.



Figura 1. Vista de la estructura metálica del puente Oxec durante su construcción en taller.

La calzada aloja dos carriles de 4.00 m más dos banquetas de 0.80 m y dos barreras de tráfico de 0.40 m ubicadas en los extremos de estas últimas con un ancho total entre barreras de 9.60 m.

La superestructura está conformada por un tablero mixto de 3525 mm de canto constante y formado por tres jácenas de 3200 mm de canto, sobre las cuales se apoya una losa de concreto reforzado de 325 mm de espesor promedio, las vigas se encuentran separadas 3400 mm entre ejes y cuenta con voladizos de 1400 mm fuera de las vigas de borde.

Además de los diafragmas de apoyos, diafragmas intermedios en cruz de San Andrés y arriostramientos en el plano de patines superiores e inferiores, se ha diseñado un segundo plano de arriostramiento horizontal a nivel del ala inferior de las vigas con objeto de contribuir a la resistencia frente a fuerzas laterales durante el empuje.

Las pilas, de unos 32.0m de altura, son de sección hueca de 2.00x6.80m con espesor constante de 0.50 m. Se encuentra coronada por un cabezal macizo sobre el que se apoyan una

vez finalizado el empuje del puente las vigas mediante aparatos elastoméricos armados, fijos en ambas direcciones en planta. Las pilas se cimentan mediante micropilotes de 114.3mm de diámetro, y espesor 9mm.

Los estribos son de estilo cargadero cimentados también sobre micropilotes similares a los de las cimentaciones de pilas.

El puente se ha empujado desde su estribo más bajo. El empuje se ha realizado únicamente con la estructura metálica de las vigas montada, incluso sin la chapa grecada metálica que hace las funciones de encofrado perdido entre vigas. Las barras de armado de la losa se han colocado después de finalizadas las operaciones de empuje. Del mismo modo, los voladizos fuera de las vigas de borde se han ejecutado una vez empujado el puente, mediante un sistema de puntales y encofrado montado una vez finalizado el empuje del puente. De este modo, se ha podido minimizar el peso del puente durante las maniobras de empuje, que resultan condicionantes para el dimensionamiento de algunas de las chapas de las vigas metálicas y de los arriostramientos transversales, ver Figura 2.

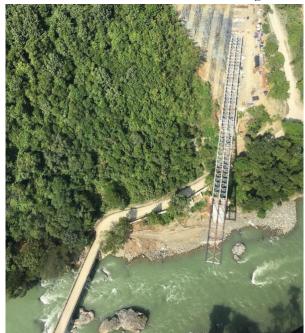


Figura 2. Vista aérea del puente Oxec en construcción, con los elementos lanzados y el puente existente al que reemplaza.

Hay que tener en cuenta que el peso de losa de hormigón es habitualmente del orden de entre dos y tres veces el peso de la estructura metálica. El peso de la estructura empujada incluidas narices de lanzamiento y de salida traseras ha sido de 6100kN.

El puente se ha dimensionado según las normas AASHTO LRFD, [1],[2], [3] con el tren de cargas vehiculares típico HL-93.

Aunque no es objeto de la presente comunicación la descripción del diseño del puente en servicio, cabe señalar que la principal particularidad ha sido la elección de su esquema resistente a sismo. La aceleración sísmica de diseño en roca es del 35% de la gravedad, que indica la elevada sismicidad de la zona. Se han diseñado topes transversales y longitudinales en ambas pilas dado que dada la elevada flexibilidad de las mismas esto era más eficiente que diseñar unos aparatos de apoyo elastoméricos actuando como aisladores sísmicos. El comportamiento de la estructura es esencialmente elástico frente al sismo de diseño.

Durante las fases de construcción de empuje se asumió un sismo correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, lo que equivale a un 28% del sismo de diseño, de 2500 años de periodo de retorno [4]. Para situaciones de construcción de más larga duración, paradas entre empujes y hormigonados de losa, se adoptó el 50% del sismo de diseño según lo indicado en AASHTO LRFD.

Las pilas del puente quedan sumergidas con el puente en servicio, habiéndose considerado las fuerzas inerciales de sismo para estructuras sumergidas.

Al respecto del viento, esta acción también puede ser crítica durante las operaciones de empuje, con lo cual se limitó el mismo a un valor relativamente poco frecuente [5].

El puente se ha estudiado y verificado en servicio mediante el software MDX, sin embargo, el empuje se ha analizado mediante el software RMBridge.

Para el análisis del empuje se han considerado las contraflechas reales en la geometría del modelo y las cargas actuantes en cada fase. Se han definido pasos de empuje de 1m en la modelización. Se ha analizado el montaje de piezas en el parque de montaje y empuje, analizando su ensamblaje geométrico en giros y cotas con las anteriores piezas. También se ha analizado la no linealidad de los apoyos en el parque de empuje, considerando de forma precisa las fases en las que, debido a las deformaciones del puente, se pierde el contacto con algún apoyo en estribo o parque de empuje, alcanzándose una deformación de hasta 2m en la punta de la nariz en la fase de máximo voladizo, ver Figura 3.

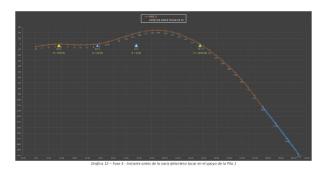


Figura 3. Deformaciones y reacciones estimadas para la fase de máximo voladizo.

Se ha definido y diseñado una nariz de empuje metálica con peralte inferior para cada una de las tres vigas metálicas. La nariz está formada por vigas de alma llena. Su peralte permite prescindir de gatos de levantamiento de la punta del puente a su llegada a pilas, produciéndose el apoyo de forma progresiva en el fondo de la viga. Esto complica algo el análisis numérico del empuje, pero minimiza las operaciones en obra y el uso de equipos y personal durante el empuje. Se ha considerado un margen de seguridad para conseguir que se produzca el apoyo en estas vigas sin necesidad de gatos y adicionalmente se ha considerado un porcentaje de mayor voladizo para prever una eventual diferencia entre la rigidez considerada en el modelo de cálculo y la real. En la Figura 4 se puede ver la nariz de lanzamiento sin pintar, en una de las fases de empuje del puente.



Figura 4. Vista del empuje del puente Oxec donde se aprecia la nariz de lanzamiento de canto variable.

Las medidas tomadas durante el empuje han evidenciado que la estructura realmente ejecutada es ligeramente más rígida que la estructura teórica. Esto es esperable y habitual en los puentes metálicos, puesto que las tolerancias de fabricación de espesor de chapas son principalmente al alza y existe material adicional en las soldaduras que habitualmente no se considera en los modelos de análisis.

Una particularidad del diseño del puente durante empuje es que las uniones de las vigas longitudinales en obra se han diseñado como híbridas, uniéndose por soldeo el ala inferior y mediante tornillos pretensados el alma y ala superior. Este procedimiento no es muy común dado que es preferible que todas las partes de la unión tengan la misma rigidez para asegurar un reparto de esfuerzos igual al teórico. Sin embargo, en este caso se ha considerado adecuado para facilitar la construcción, más particularmente el paso del ala inferior de las vigas sobre los apoyos de empuje, cosa que es más compleja con una unión atornillada, aunque también posible con sobreanchos del patín y dispositivos de ajuste de las guías laterales de los apoyos.

Los apoyos de empuje utilizados han sido del tipo balancín. Sobre estos balancines de 1500mm de longitud se colocaban unos apoyos de neopreno-teflon fijos de 300mm de ancho y fijados en alojamientos de los propios balancines. Se ha considerado un rozamiento en los apoyos de lanzamiento de valor 0.17.

El empuje se ha realizado mediante gatos huecos y barras de tiro. Los gatos se han apoyado

en vigas metálicas ancladas en el estribo y se han fijado en orejetas soldadas a las vigas del puente.

Se ha definido un parque de montaje con capacidad de trabajar hasta 130m detrás del estribo 2, con 4 líneas de apoyos provisionales con balancines para el deslizamiento separados cada 30.25m, de forma a que al final de cada fase de lanzamiento la posición de los apoyos coincida con rigidizadores intermedios del tablero. De esta manera se asegura que, ante un paro prolongado del empuje, un suceso de sismo o vientos fuertes no pondrán en riesgo la estructura. Se han dispuesto un total de 24 apoyos tipo balancín con una capacidad máxima vertical de 2500kN y lateral de 1100kN, ambas mayoradas.

Se han previsto elementos de bloqueo longitudinal de 1000kN de capacidad en estribo actuando siempre que el puente no se esté empujando.

Las vigas se encuentran guiadas tanto en estribos y pilas como en los apoyos del parque de empuje. Un aspecto que no se debe descuidar es prever suficiente altura libre bajo las vigas y bajo la nariz de salida de las mismas en los apoyos del parque de empuje para que las vigas no toquen en ningún elemento a su salida de cada apoyo en el parque.

Las vigas metálicas se dimensionaron para el puente bajo cargas de tráfico, sin considerar operaciones de empuje, posteriormente se verificaron e incrementaron espesores de chapa donde fue necesario debido al proceso constructivo mediante empuje. Los elementos críticos durante empuje son el alma de la viga por introducción de reacciones en zonas no rigidizadas (patch loading según terminología europea; web crippling y web yielding según terminología americana). También el espesor del ala inferior se debe incrementar normalmente en la zona de apoyo con máxima reacción durante empuje por la combinación de flexión global de la viga y flexión local por el apoyo sobre las de neopreno-teflon. almohadillas también a la máxima flexión en fase de voladizo, es habitual, y también ha ocurrido en este caso, tener que aumentar las dimensiones del ala superior en algunas secciones. Las envolventes de esfuerzos durante empuje, ver Figura 5, condicionan el dimensionamiento de ciertos elementos.

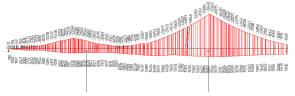


Figura 5. Envolvente de momentos flectores en vigas longitudinales durante el empuje.

Todos estos incrementos se producen únicamente en algunas secciones de las vigas, aunque han repercutido en un incremento de material del orden del 15% respecto al diseño del puente en servicio. Este incremento puede ser de distinta cuantía dependiendo de la luz del puente, la rigidización y dimensiones de las vigas, y la curvatura del puente en planta entre otros factores.

Se dimensionaron asimismo las operaciones de cambio de apoyos, retirando los balancines de empuje. Esta operación se podía realizar en una única fase para cada línea de apoyos dada la flexibilidad del puente en longitudinal.

El empuje del puente se realizó de manera exitosa sin incidencias. En la Figura 6 se aprecia el puente en la situación final de embalse lleno. Tan sólo cabe señalar como incidencias durante la construcción algunos ajustes que se tuvieron que realizar en las placas de nivelación sobre apoyos definitivos debido a la diferencia entre giros reales y teóricos incluyendo contraflechas. Por este motivo es prudente considerar en el diseño de los apoyos algunos giros adicionales fruto de incertidumbres geométricas en la magnitud de los mismos fruto de tolerancias de ejecución e imprevistos.



Figura 6. Puente finalizado y con el embalse lleno.

2. Puentes Île des Soeurs en Canadá

Los puentes de Île des Soeurs, forman parte de las obras del nuevo puente New Bridge over Saint Lawrence River, NBSL, en Montreal, Canadá. En el caso de estos puentes, Pedelta desarrolló la ingeniería de construcción completa de los mismos según la normativa canadiense de diseño de puentes [6]. En la Figura 7 se observa la ubicación de los puentes y la construcción de sus cimentaciones sobre agua.



Figura 7. Fase de construcción de cimentaciones y pilas de los puentes de Île des Soeurs.

Se trata de dos puentes mixtos de vigas doble T de 490 y 460m de longitud y vanos de luz máxima de 70m, con un ancho variable alcanzando los 19.8m. El fuerte esviaje y los estrictos requerimientos geométricos y de minimización de arriostramientos en montaje han obligado a la realización de estudios detallados incluyendo modelos de láminas para estudiar la estabilidad de subconjuntos en diversas fases constructivas [7]. Adicionalmente se han diseñado los elementos de estabilización

durante izados y los elementos de apoyo temporal en zonas sobre pilas.

Los puentes se han montado mediante izado con grúas. Una de las premisas del consorcio Constructor fue la de minimizar el peso de los elementos izados, para utilizar unas grúas con la menor capacidad posible. Así mismo, se debía progresar todo lo posible sin necesidad de montaje de elementos de arriostramiento transversal entre vigas.

La primera operación a estudiar era el izado de las propias vigas doble T metálicas. La ubicación de los puntos de izado, ángulos de las eslingas y posición de su centro de gravedad, eran parámetros que era necesario definir y estudiar detalladamente, pues la fase de izado era crítica para algunas de las vigas.

Como es bien conocido, la ubicación óptima de los puntos de izado es alrededor de un cuarto de la longitud de la viga. Las vigas se suspendían mediante amarre en orejetas ubicadas en su ala superior. Aunque existen expresiones más o menos aproximadas para analizar la estabilidad de esta configuración, que es distinta a la de viga apoyada y fija transversalmente, el análisis se realizó mediante modelos de láminas para todas las chapas de las vigas.

Estos modelos también eran utilizados e integrados en un modelo general de análisis de fases posteriores del montaje en las que era necesario analizar la estabilidad de parte del puente ensamblado, como se puede ver en las Figuras 8 a 10.

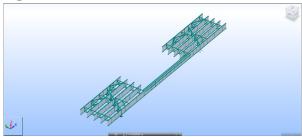


Figura 8. Modelo de análisis de una de las fases de montaje, colocación de la primera viga de centro de vano.

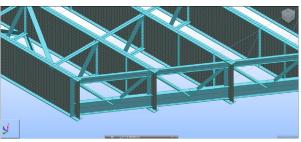


Figura 9. Detalle del modelo de análisis, combinando elementos lámina y barra.

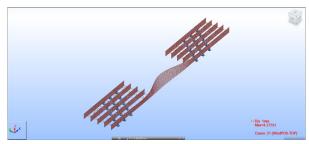


Figura 10. Análisis de cargas críticas de pandeo en una de las fases constructivas.

Algunas de las vigas presentaban problemas de inestabilidad en estas fases de izado o en la primera fase de colocación sin arriostramiento con la viga contigua. Por ese motivo se diseñó para algunas de ellas una estructura temporal en celosía, stabilization truss en terminología americana, que se fijaba a su ala superior y se podía desmontar y reutilizar una vez se montaba el arriostramiento lateral. Esto era necesario normalmente en la primera viga que se montaba en cada vano. Otra solución alternativa pero que por capacidad de las grúas no se utilizó en este caso era la de izar las dos primeras vigas de cada vano con arriostramiento entre ellas ya colocado.

El resto de las vigas eran también izadas mediante una grúa, pero se colocaban los arriostramientos transversales mínimos con las vigas ya montadas previamente. Con estos arriostramientos, que eran de hecho los diafragmas intermedios definitivos del puente, se procedía a avanzar en las operaciones de montaje.

Por requerimiento de la Constructora se precisaba que el número de arriostramientos a construir en primera fase fuese el mínimo.

Estos diafragmas transversales intermedios son perpendiculares a las vigas

principales. Como el puente es esviado, existe una diferencia de cota de montaje en cada diafragma transversal. Adicionalmente, se produce también un giro que provoca desplome del alma de la viga en cada par de vigas contiguas debido a cargas aplicadas posteriormente al montaje de los arriostramientos transversales.

Existen distintos procesos de fabricación y montaje de estos arriostramientos transversales para considerar y corregir estos movimientos y giros relativos entre vigas. En este caso se dieron datos de estos desplazamientos relativos entre extremos superiores e inferiores de almas para cada fase de montaje, dejando a criterio del montador si fabricaba los diafragmas para ajustarse en la geometría deformada, incluyendo contraflechas y peso propio de vigas, o bien forzase las vigas para montarlos con encaje en geometría sin peso propio actuando. En este último caso es necesario aplicar unas fuerzas en las vigas para llevarlas a su posición no deformada por peso propio, pero sí con contraflechas.

Adicionalmente al análisis de todas estas operaciones de montaje de vigas, estudio pormenorizado de movimientos, giros, verificaciones de estabilidad, y cargas, se diseñaron unos pórticos metálicos de apoyo sobre pilas para la estabilización de tramos de estructura metálica durante el montaje, Angel wings en terminología anglosajona, tal y como se ve en la Figura 11.



Figura 11. Vista de los "angel wings" o estructuras de apoyo en pilas.

Estos pórticos se anclaban en las pilas para evitar disponer torres de apeo, dadas las malas condiciones de cimentación y que la zona era inundable y casi permanentemente cubierta por agua.

Era necesario disponer estos pórticos en todas las pilas debido a que las vigas se izaban en longitudes de aproximadamente la mitad de la longitud del vano, no pudiéndose de ese modo montar una viga enlazada con la viga anterior y apoyada en la pila siguiente. El proceso era montar los tramos de vigas sobre dos pilas consecutivas y posteriormente montar el tramo de viga correspondiente a centro de vano.

Las uniones atornilladas entre vigas se montaban siguiendo un proceso habitual en Norteamérica, que consiste en hacer pasar unos bulones con punta cónica por parte de los huecos de la unión, que siempre es atornillada en obra, para enfrentar y hacer cuadrar taladros. Posteriormente se instalan parte de los tornillos, la grúa suelta la viga, y se finaliza la instalación de los tornillos restantes. Todas estas operaciones parciales tienen que comprobarse, definiendo incluso el número y posición de tornillos a instalar en cada fase y la verificación de la unión.

En los pórticos de apoyo de vigas sobre pilas el número de fases de montaje a estudiar también es considerable, con esfuerzos de tiro en algunas de ellas y estabilización lateral de las primeras vigas que es necesario recoger mediante puntales provisionales y barras de anclaje vertical.

El proceso de análisis fue complejo, pues hubo que analizar más de 200 fases constructivas.

Los puentes se construyeron sin incidencias más allá de ajustes en posición de anclajes al fuste de las barras de anclaje a los pórticos de apoyo en pilas. En la Figura 12 se puede apreciar el aspecto final y de estructura metálica ya montada de ambos puentes respectivamente.



Figura 12. Vista de uno de los puentes ya prácticamente terminado y el otro finalizándose el montaje de la estructura metálica.

3. Puente arco de Walterdale

El puente arco de Walterdale se ubica en Edmonton, Alberta, en Canadá. Se trata de un arco de 205m de luz con tablero intermedio que sustenta una zona para el tráfico de vehículos y una zona lateral segregada para el tráfico de peatones y ciclistas. En la figura 13 se observa la ubicación del puente junto al antiguo, que se demolió al finalizarse la construcción del nuevo puente.



Figura 13. Vista de uno de los puentes ya prácticamente terminado y el otro finalizándose el montaje de la estructura metálica.

Existen tres planos de tirantes en el puente. Dos de ellos sustentan la zona de tránsito vehicular mientras que el tercero sustenta la zona de tránsito peatonal, que tiene un trazado en curvo en planta, ver Figura 14.. Se trata pues de un puente asimétrico en geometría y cargas.



Figura 14. Sección transversal del tablero.

En este puente el diseño era de Buckland & Taylor, y la construcción se adjudicó a Acciona-Pacer JV. En el diseñse establecía como condición que la fuerza final en las péndolas del arco tuviese una desviación inferior al 5% respecto al valor teórico. La rasante también tenía que cumplir unas estrictas condiciones de ajuste geométrico a su geometría teórica. El papel de Pedelta en la ingeniería de construcción fue el de apoyo a la ingeniería Allnorth que tenía contratado el seguimiento de la ejecución. El estudio y definición completa del proceso constructivo fue realizado por Pedelta.

El estudio de la construcción presentaba grandes dificultades. En primer lugar, no podía realizarse de la forma tradicional en el que se calculan las fuerzas de montaje de péndolas resolviendo un sistema de ecuaciones en base a las condiciones finales, debido a que existen cargas de montaje mediante grúas sobre el tablero y otras operaciones que hacen que haya más condiciones que incógnitas y no exista por lo tanto solución unívoca. Es más, no existe solución única. Adicionalmente, el proceso y fases de montaje se debían definir de forma conjunta con la Constructora.

Las primeras fases constructivas eran las de montaje del arco. Este se construía fuera del lugar en su parte central, y apoyado en torres en los laterales. La zona central se transportaba mediante barcazas, se disponía un tirante horizontal en su extremo inferior para ajustar su geometría y fuerzas de montaje, y posteriormente se unía con los tramos laterales, ver Figura 14. Para garantizar la continuidad de giros era necesario aplicar unas fuerzas en extremos del arco para compatibilizar estos movimientos entre ambas partes.



Figura 15. Vista de la operación de izado del tramo central de arco incluyendo su tirante inferior.

Posteriormente al montaje del arco se iban colocando las péndolas y los tramos de estructura metálica del tablero avanzando desde los laterales al centro y mediante grúas ubicadas sobre el tablero, como se ve en la Figura 15. Por último, se montaba la pasarela lateral.



Figura 16. Montaje mediante grúas de los tramos del tablero de la zona vehicular.

Una dificultad añadida era la gran variabilidad de la temperatura en esta zona. Se tuvieron que analizar diversos escenarios de montaje parcial de los elementos en distintas condiciones de temperatura ambiental, que podían variar unos 50C entre unas y otras. A nivel de montaje de péndolas y ajuste geométrico esto se corregía mediante los manguitos de ajuste de las propias péndolas.

El proceso de definición de un montaje detallado que cumpliese con todos los condicionantes impuestos por el diseñador a la estructura fue laborioso, y se extendió durante varios meses.

Se realizó asimismo la ingeniería de deconstrucción o desmontaje del puente existente, consistente en una sucesión de tramos en puente en celosía.

El resultado final fue muy satisfactorio tal y como se puede ver en la Figura 16 que muestra el aspecto del puente terminado.



Figura 17. Vista del puente de Walterdale terminado.

Agradecimientos

Agradecemos a todos los equipos de las Constructoras y otras ingenierías implicados en estos proyectos las facilidades que nos han prestado durante nuestra colaboración. De forma especial queríamos agradecer a Alfredo Fernández de Marlin Bridges y Raimon Rucabado de Mekano4 su colaboración en el puente de Oxec, a Gonzalo Osborne y Carlos Ferreira por su confianza en los puentes de Île des Soeurs, y al equipo de Acciona-Pacer y Allnorth por brindarnos la posibilidad de colaborar en el puente de Walterdale.

Referencias

- [1] AASHTO. Load and Resistance Factor Design, Bridge Design Specifications. 2012 Edition.
- [2] AASHTO. Load and Factor Resistance Design. Bridge Construction Specifications, 2010.
- [3] AASHTO. Guide Specifications for Load and Factor Resistance Design Seismic Bridge Design, 2009.
- [4] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges. EN

- 1998-2:2005. Bruxelles, 2005
- [5] AASHTO. Guide Specifications for Wind Loads on Bridges during Construction. 1st Edition. 2017.
- [6] CSA-Canadian Standards Association. CSA S6-14. Canadian Highway Bridge Design Code. December 2014. Mississauga, Ontario, Canada.
- [7] NCHRP. Guidelines for analysis Methods and Construction Engineering of Curved and Skewed Steel Girder Bridges – NCHRP Report 725 – TRB. Washington, 2012.