

Proyecto e ingeniería de construcción del puente mixto empujado sobre el río Pinula

Design and construction engineering of the Bridge over the Pinula River

Francisco Javier Jordán García^a, Guillermo Santamaría Caballero^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pedelta. Director Técnico. jjordan@pedelta.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pedelta. Ingeniero especialista en puentes. gsantamaria@pedelta.com

RESUMEN

El nuevo Puente sobre el río Pinula, en Guatemala, forma parte del proyecto Vía Alternativa del Sur, de acceso a la Ciudad de Guatemala. El puente tiene un tablero de sección mixta de 6 vigas metálicas doble T de 3 m de canto constante y losa de hormigón in situ con un ancho de tablero de 18 m. El puente tiene una longitud de 161 m, repartidos en tres vanos descompensados de 51+50+60 m. El trazado en planta es curvo en toda su longitud, siguiendo una alineación circular de radio 148 m. El puente se ha construido mediante empuje desde el terraplén de acceso. Los mayores retos han consistido en el análisis de todas las maniobras requeridas para el montaje y empuje de la sección completa de las 6 vigas.

ABSTRACT

The new Bridge over the Pinula River, in Guatemala, is part of the Southern Alternate Route project, providing access to Guatemala City. The bridge features a composite deck with 6 steel I-beams, each with a constant depth of 3 m, and a cast-in-place concrete slab with a deck width of 18 m. The bridge spans a total length of 161 m, divided into three uneven spans of 51+50+60 m. The plan layout is curved throughout its entire length, following a circular alignment with a radius of 148 m. The bridge was constructed using a launching method from the access embankment. The main challenges included analyzing all the maneuvers required for assembling and launching the complete section of the 6 beams.

PALABRAS CLAVE: Puente mixto, empuje incremental, AASHTO LRFD, curvatura.

KEYWORDS: Composite bridge, launching method, AASHTO LRFD, curvature.

1. Antecedentes y cronología del proceso

El puente sobre el río Pinula, objeto de la presente comunicación, se ubica en la nueva Vía Alternativa del Sur, VAS, que se está construyendo en Ciudad de Guatemala. La VAS es una autovía semiurbana de nueva construcción en una zona con orografía accidentada.

Vitsa contrató a Pedelta el diseño de uno de los puentes de la VAS, concretamente el que

salva el cruce sobre el río Pinula, denominado también Puente 15.

El proyecto se desarrolló entre octubre de 2019 y abril de 2020, y la construcción entre abril de 2020 y abril de 2021.

2. Descripción del puente proyectado

El Puente sobre el río Pinula es un puente mixto de vigas metálicas y losa de hormigón, de tres vanos. El puente tiene una longitud entre apoyos extremos de 161.00 m, repartida en 3 vanos considerablemente descompensados: 51.00 m + 50.00 m + 60.00 m. El trazado en planta es curvo en toda su longitud, siguiendo una alineación circular de radio 148.00 m, con una pendiente longitudinal constante de 3.2 % ascendente desde el estribo 1 al 2.



Figura 1. Vista en planta del puente. Fuente: Google Earth.

La calzada aloja 4 carriles, dos para cada sentido de circulación, separados por una barrera tipo New Jersey de 0.60 m de ancho, más 2 barreras de tráfico de 0.35 m ubicadas en los laterales, para un ancho total de 18 m que se materializan mediante un tablero único.

La superestructura está conformada por un tablero mixto de 3340 mm de canto constante, formado por 6 vigas de 3000 mm de altura, sobre las cuales se apoya una losa de hormigón armado de 275 mm de espesor, ligeramente sobreelevada respecto a las vigas. Las vigas se encuentran separadas 3200 mm entre ejes y cuenta con voladizos de 979 mm.

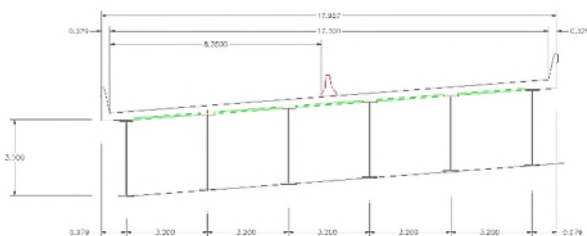


Figura 2. Sección tipo del tablero del puente.

Se disponen diafragmas de apoyos, diafragmas intermedios y arriostramientos en el plano de patines superiores.

Las pilas son tipo pórtico y sus cimentaciones son superficiales. El estribo 1 es también tipo pórtico con cimentación superficial y aletas de tierra reforzada. El estribo 2 es un cargadero pilotado.

El puente se ubica en una zona de alta sismicidad, de aceleración pico de suelo de 0.48g [1], siendo “g” la aceleración de la gravedad.

Para su construcción se optó por el empuje desde su estribo 1 para minimizar el coste de las maniobras de montaje mediante grúas e independizar su construcción de la disponibilidad de las mismas. Se siguieron las reglas generales de diseño en este tipo de puentes [2, 3] así como las particulares de los equipos y sistemas de las empresas encargadas de la construcción, Vitsa, y del empuje, Mekano4. Por disponibilidad de espacio para el montaje y motivos organizativos, se montó todo el puente completo en el parque de empuje y se lanzó en una sola operación.

3. Análisis estructural

Las acciones son las habituales en este tipo de puentes de carretera diseñado con la normativa AASHTO LRFD, en este caso la edición del año 2017 [4]. Como es usual en carreteras de Guatemala, se considera también la circulación de un vehículo especial (T3-S2-R4) además del tren de cargas HL-93 de AASHTO LRFD.

3.1 Análisis durante construcción

Se destacan algunas consideraciones para estas acciones durante las fases de construcción por empuje.

En primer lugar, la acción sísmica no se consideró durante la fase de empuje, dada su breve duración al lanzarse el puente en una única operación de lanzamiento, pero sí para las situaciones previas y durante el hormigonado de la losa previo a su fraguado, considerando en este caso un valor del sismo del 50% del de

diseño según artículo 3.10.10 de AASHTO LRFD.

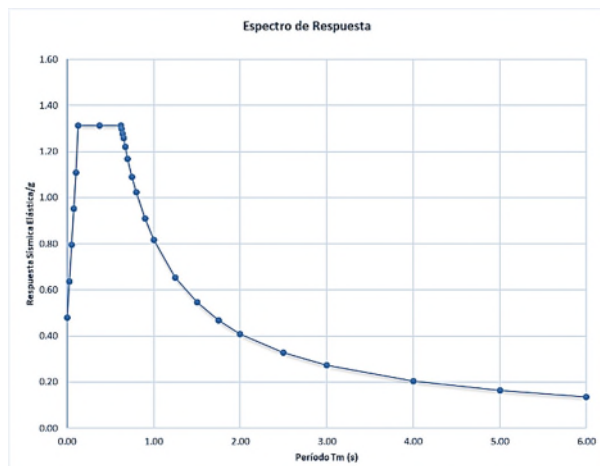


Figura 3. Espectro sísmico de diseño.

Como siempre en estos casos de puente metálico empujado, se consideraron las fuerzas causadas por las contraflechas de fabricación y las deformaciones de montaje en parque durante el lanzamiento.

Para la acción de viento durante construcción se han considerado tres valores:

- Viento durante la maniobra de empuje, con velocidad de ráfaga en 3 segundos de 40 km/h.
- Viento en posiciones de parada o bloqueo permitidas, con velocidad de ráfaga en 3 segundos de 90 km/h.
- Viento en otras situaciones de construcción como el hormigonado de la losa, de velocidad de ráfaga en 3 segundos de 119 km/h.

Era necesario, por lo tanto, para la autorización de las operaciones considerar la previsión meteorológica de la velocidad de viento, aunque esto no resultó condicionante en ningún momento.

En el cálculo del coeficiente de arrastre se adoptó un valor de 2.20, repartido sobre cada una de las vigas teniendo en cuenta la configuración en construcción (sin tablero ni chapa grecada) [5]. Se consideró la altura proyectada de las vigas, incluyendo el peralte.

Otras fuerzas consideradas durante el empuje fueron las de guiado lateral y las de

rozamiento y empuje debido a la rotación de los apoyos provisionales durante el empuje, que incrementa la pendiente localmente respecto a la teórica. Estos apoyos provisionales eran del tipo balancín.

Para el empuje se ha realizado un complejo modelo tridimensional de cálculo no-lineal del tipo “mixto”, mediante elementos tipo barra en alas superior e inferior y elementos tipo lámina para las almas [6]. Las alas de las vigas se han situado en su posición teórica. Los diafragmas intermedios y en apoyos y el entramado horizontal también se han modelizado con barras.

De esta forma, el modelo permite captar con suficiente precisión las fuerzas, reacciones y deformaciones durante cada uno de los 178 pasos de cálculo del modelo (cada metro de avance, aproximadamente).

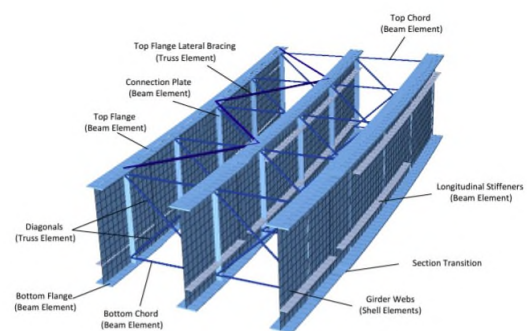


Figura 4. Ejemplo de modelo de cálculo empleado.

En cada uno de estos pasos, la estructura cambia las posiciones de las alineaciones de apoyo para reflejar el avance. Las contraflechas se aplican como desplazamientos impuestos a estos apoyos, que son no-lineales para permitir su desconexión automática y el despegue de las vigas.

Otros aspectos particulares de las verificaciones a empuje fueron la verificación del alma y ala inferior sobre apoyos temporales durante empuje, la verificación de las operaciones de cambio de apoyos temporales a definitivos con los descensos de apoyos y posiciones de gatos correspondientes.

Tanto las vigas principales como los diafragmas se dimensionaron con una cierta

holgura para acomodar posibles distribuciones de esfuerzos durante el empuje distintas a las teóricas. La geometría del puente y de sus contraflechas era compleja dada su gran curvatura, y pequeñas variaciones en la geometría en alzado de los apoyos o de las vigas provocaban importantes redistribuciones de esfuerzos. El número de vigas también era muy elevado, seis en total, con un gran hiperestatismo de la estructura.

Adicionalmente, éste era el primer empuje en Guatemala de un puente de estas características. Pedelta había diseñado previamente un puente similar, construido en 2018, pero más estrecho, con solo tres vigas, y sin curvatura en planta [8, 9, 10].

3.2 Análisis y diseño en servicio

El análisis y dimensionamiento del tablero en servicio se realizó mediante el programa MDX, mientras que el análisis durante empuje y de la subestructura se realizó mediante SAP2000.

La losa superior del tablero se verificó para resistir, además de otros esfuerzos globales y locales verticales, la flexión en su plano debida a sismo y al resto de fuerzas transversales, no resultando este condicionante de su armado.

Dada la dificultad de suministro de otros dispositivos o aparatos de apoyo con mayor disipación sísmica, se optó por un diseño mediante apoyos elastoméricos convencionales. Con motivo de minimizar las fuerzas sísmicas en la subestructura, no se diseñaron topes transversales en ninguna de las líneas de apoyo. De ese modo, tanto el tablero como la subestructura se diseñaron para una respuesta elástica a sismo [6].

Al respecto del análisis sísmico, cabe destacar que se analizaron cinco direcciones distintas de sismo horizontal principal, dada la fuerte curvatura del puente y distintas direcciones y rigideces de las diferentes líneas de apoyo.

La aceleración sísmica horizontal fue del orden del 20 al 25% de la máxima para la meseta

del espectro sísmico del puente terminado. Los periodos principales fueron de 1.59 segundos en dirección longitudinal y de 1.28 segundos en dirección transversal.

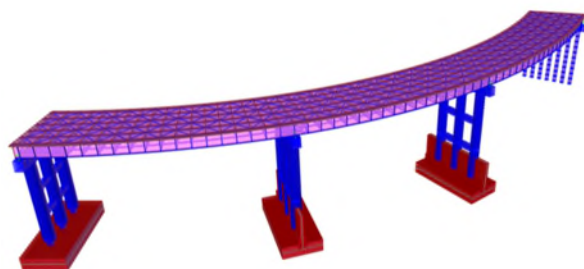


Figura 5. Vista del modelo del puente completo.

Los movimientos sísmicos obtenidos fueron de algo más de 300 mm en estribos, tanto longitudinal como transversalmente.

Las uniones se dimensionaron en general atornilladas, con tornillo de grado A490, diámetro de 7/8" y superficies de contacto de clase A.

Una unión especial fue la unión en campo de las vigas principales, que se diseñó como híbrida, con el alma atornillada y las alas soldadas para facilitar el empuje y deslizamiento sobre los apoyos provisionales. En este caso la unión de alma se dimensionó para la condición de no deslizamiento.

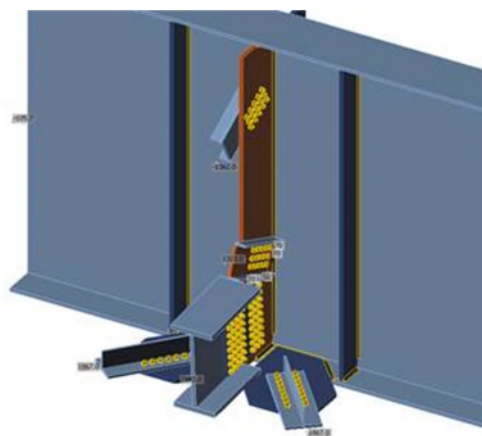


Figura 4. Vista de modelo de cálculo de unión típica entre diafragmas intermedios y vigas principales.

4. Proceso constructivo

Tal y como se ha mencionado anteriormente, se optó por el montaje de todo el tablero tras el

estribo 1 por motivos organizativos y para minimizar el número de operaciones entre etapas de empuje.

4.1 Definición de diafragmas

Al tratarse de un puente con gran curvatura en planta, la contraflecha de cada una de las seis vigas del tablero era muy distinta entre ellas en una misma sección transversal, variando más de 150 mm entre vigas extremas. Adicionalmente, los diafragmas se diseñaron para instalarse en una posición contraflechada y sin deformación por peso propio. Para ello se requería de unos caballetes provisionales ubicados en puntos intermedios a los de los apoyos provisionales de lanzamiento en parque, y a unas cotas distintas a los mismos. Era necesario, por lo tanto, una maniobra de descenso del tablero ya montado a los apoyos de lanzamiento, y una definición de las cotas de los apoyos de montaje que posibilitasen la realización de este descenso sin generar esfuerzos inadmisibles en los diafragmas o en las vigas principales.

4.2 Nariz y contranariz

Se diseñó una nariz y una contranariz para cada una de las vigas longitudinales. En diseños similares realizados posteriormente en otro puente en Guatemala, de características parecidas pero menor curvatura, se han diseñado estas narices solo para la mitad de las vigas, siendo su comportamiento adecuado.

Las narices de empuje tenían canto variable, con ala inferior que variaba en el alzado respecto al plano de empuje. De este modo se evitaba tener que disponer de gatos de levantamiento en el extremo de la nariz, dada la dificultad de envío de equipos al lugar. También su ala inferior descendía hacia su extremo, para aligerar su peso y coste.

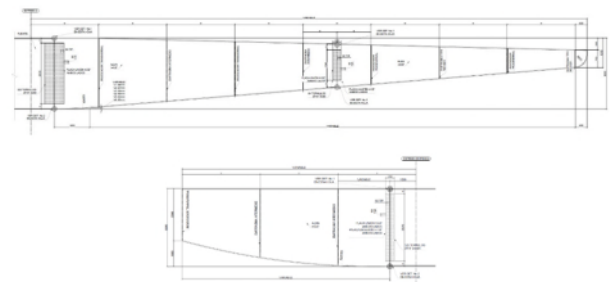


Figura 5. Nariz y contranariz de lanzamiento.

4.3 Apoyos provisionales y montaje en parque

Los apoyos provisionales en parque estaban distanciados entre sí 33 m en planta según el eje de la autovía. El puente se montó sobre castilletes sobreelevados unos 54 mm por encima de la cota de lanzamiento, para realizar el montaje contraflechado sin interferencia con los apoyos de lanzamiento. Tras el montaje en parque, se requirió de un levantamiento del conjunto para liberarlo de los caballetes y descenderlo sobre los balancines de empuje, que a su vez estaban unos 42 mm por encima de la cota de los apoyos definitivos.



Figura 6. Montaje sobre apoyos provisionales en parque.



Figura 7. Puente en parque a la cota de lanzamiento.

Es necesario remarcar que el montaje sobre castilletes se ha de realizar para la posición teórica contraflechada del tablero metálico, sin que éste sufra deformaciones ni esfuerzos significativos, tal y como está indicado en los planos de estructura metálica. Este esquema de montaje se denomina en el entorno anglosajón “No-load fit” [11].

Este tipo de montaje implica que, al retirar los caballetes para apoyar el tablero sobre las alineaciones de balancines, la estructura se deforma y trabaja. Debido al orden de magnitud de las contraflechas y a su no coincidencia con las alineaciones de los balancines, la estructura no llegaba a apoyar en algunos de los balancines, quedando ligeramente elevada sobre estos apoyos en la posición inicial.

4.4 Arriostramientos en planta y gatos de empuje

Otra particularidad del proceso de empuje es que los arriostramientos transversales a nivel de ala inferior, contiguos a los apoyos en pilas y estribos (necesarios en la fase de servicio del tablero para resistencia frente a sismo transversal), se montaban con posterioridad al empuje, para evitar esfuerzos inadmisibles durante el mismo.

La fuerza de empuje se transmitió mediante 4 gatos, cada uno con un tendón de 7 cordones. Los gatos se iban desplazando a posiciones sucesivas, realizándose el empuje en 7 etapas de posicionamiento de los gatos. La fuerza de empuje se transmitía al estribo mediante unas ménsulas verticales metálicas de tiro ancladas al frontal del estribo.



Figura 8. Vista del anclaje de tendones de empuje al estribo mediante ménsulas metálicas.

Se diseñó el empuje para un rozamiento dinámico del 3.5% y estático del 7% nominales, incrementados en un 50% para los valores de cálculo. La pendiente longitudinal ascendente alcanzaba el 3.38% en la viga interior de la curva. El valor de empuje máximo de diseño fue de 269 t, lo que también permitía hacer frente a la inclinación de los balancines y a la pendiente de las contraflechas.



Figura 9. Vista de fase intermedia de lanzamiento.

Al final del empuje, el giro total del puente respecto a su posición inicial era de 70°, con 6 posiciones de bloqueo intermedias para cambio de posición de los gatos de empuje, que fueron diseñadas específicamente y que resultan críticas para algunos elementos.

Los pernos conectadores, la chapa grecada y la armadura de la losa se instalaron con posterioridad al empuje.

4.5 Cambio de apoyos

Tras el empuje, se desmontan las narices y se procede al cambio de apoyos temporales por

los definitivos. Este proceso se llevó a cabo por alineaciones completas, con un ascenso inicial de no más de 20 mm y el posterior descenso en cada alineación hasta el apoyo de todas las vigas sobre los apoyos definitivos.

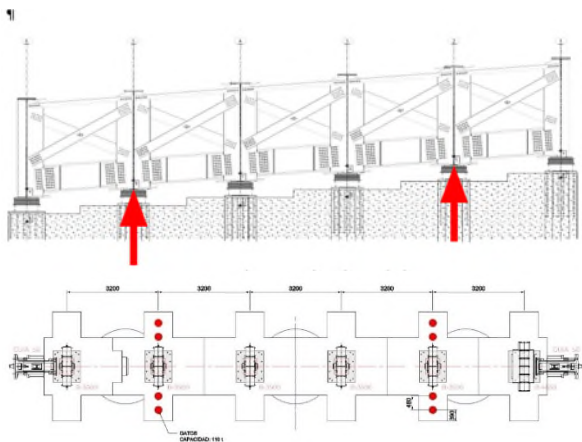


Figura 10. Esquema para el descenso del tablero e instalación de los apoyos definitivos.

Cada una de estas fases de levantamiento y descenso de alineaciones se realizó mediante el levantamiento de cada alineación aplicando los gatos solamente a las vigas V2 y V5. De esta forma, solo se requieren 2 centrales hidráulicas independientes en cada fase.

Los gatos se dispusieron sobre unas ménsulas de las riostras superiores de las pilas o de los estribos, bajo las propias vigas longitudinales de tablero, lo más cercanas al eje de apoyo que permitiendo la retirada de balancines y la introducción de los neoprenos. Fueron necesarios un máximo de 4 gatos por viga, 2 frontales y 2 dorsales en el cabecero, en las pilas. Los gatos para cambio de apoyos son de 1000 kN de capacidad. A lo largo del proceso se mantuvieron los topes laterales provisionales para empuje en las vigas exteriores, hasta la disposición de los neoprenos.

Para cubrir imprevistos, cada ménsula se dimensionó por si era necesario ubicar hasta cuatro gatos en la misma por eventuales situaciones de levantamiento durante empuje en posiciones no previstas para resolver incidencias con las almohadillas de empuje u otros elementos.

Las cuñas metálicas previstas entre los apoyos definitivos y el tablero disponen de la inclinación teórica del trazado. Sin embargo, el tablero durante el proceso de gateo solo dispone de peso metálico y serán aún patentes ciertas contraflechas en el mismo. Estas contraflechas determinan inclinaciones en la cara inferior de las vigas que son distintas a las inclinaciones de las cuñas. Se definió una fijación provisional de los mismos previamente a la definitiva tras el hormigonado de la losa. Esta fijación no requirió de una nueva fase de gateo. El peso propio del hormigón de la losa cerraba las posibles holguras entre cuñas y vigas.

4.6 Apoyos temporales verticales y de guiado transversal

En el parque de montaje, tal y como se ha mencionado anteriormente, se definieron unos apoyos de montaje o castilletes, y otros de empuje, siendo estos últimos de mayores dimensiones y corridos en cada línea de apoyo y ambos cimentados superficialmente.

Los apoyos provisionales de empuje eran del tipo balancín, para cargas de hasta 5000 kN y con 6 pastillas de elastómero-teflón de 312.5x250+42.5 mm. Estos apoyos se usan en la viga interior de la curva, que resulta muy sobrecargada en lanzamiento. El resto de apoyos eran también de tipo balancín pero diseñados para cargas inferiores, de 3000kN como máximo, con 4 pastillas de 250x312.5x42.5mm.

Para el guiado en transversal se utilizan unas guías, algunas de ellas regulables.



Figura 11. Apoyos provisionales y guías para el empuje.

En las guías laterales aparecen reacciones radiales que van variando de magnitud y distribución a lo largo del empuje. Se han calculado diferentes escenarios de posibles contactos y sus tolerancias, estableciéndose una holgura transversal de 20 mm para permitir estos movimientos sin acodamientos del tablero.

Las guías transversales permiten conducir el patín inferior del tablero y nariz una vez apoyados sobre los balancines. Además, a estas guías se les añadió un elemento adicional de guiado, mástil con superficie de nylon, a una altura mayor. La función de este mástil fue la de conducir la nariz delantera del tablero en su llegada al apoyo, antes de que el patín inferior de la nariz contacte con el balancín correspondiente.

Al tratarse de un puente curvo, el voladizo delantero no solo se deformaba verticalmente, sino que también sufría deformaciones horizontales. El tablero y nariz se han verificado teniendo en cuenta que una vez que la nariz ha alcanzado la alineación de apoyo, aunque no haya apoyado aún en el balancín, es guiada y reconducida lateralmente a la posición teórica.

Los gatos de empuje, preparados para arrastrar los tendones de 7 cordones, están conectados independientemente cada uno a una central de presión. Previamente al empuje, cada cordón se instala a una tensión inicial que se iguala entre ellos.

4.7 Tolerancias y control del empuje

Las tolerancias de montaje adoptadas y consideradas en el cálculo para el empuje fueron las determinadas por AASHTO LRFD para empujes, con una deriva horizontal añadida durante el empuje de 20 mm correspondiente a la holgura de guiado definida.

Durante la operación de empuje se preveían algunos despegues de apoyos, y deformaciones considerables de las vigas, algo habitual en los puentes metálicos contruidos por empuje. Los valores de los movimientos de despegue superaban los 100 mm en algún caso, mientras que las flechas previstas en nariz eran de hasta 1150 mm, aunque ese valor era de unos 750 mm para la nariz de la viga opuesta en esa misma posición de lanzamiento, lo que da idea de la dificultad del análisis y del comportamiento irregular del puente debido a su fuerte curvatura en planta.

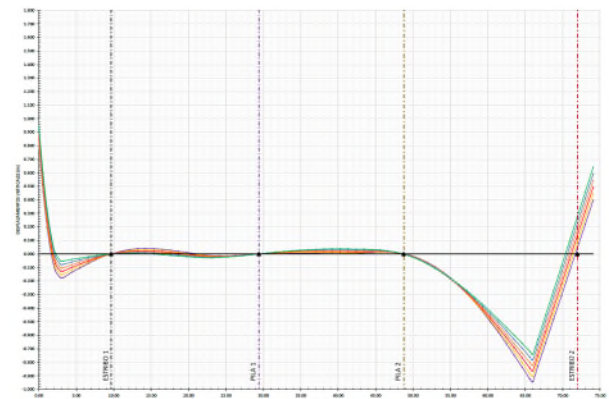


Figura 12. Deformaciones para la fase de máximo voladizo.

Durante el empuje no hubo incidencias y se realizó según lo previsto, resultando el tablero ligeramente más rígido de lo calculado teóricamente. En previsión de este escenario, habitual debido a las soldaduras y valores reales de los espesores de chapa y módulo de elasticidad del acero respecto a los teóricos, ya se habían calculado las posiciones máximas y mínimas de apoyos de la nariz sobre pilas y estribo de salida en base a cierta dispersión en la rigidez real del tablero. Esto influía en el cálculo

de esfuerzos durante empuje, al variar el máximo voladizo delantero, y en la geometría de la nariz, para conseguir su apoyo con un cierto margen.



Figura 13. Vista de la primera fase de lanzamiento donde se aprecia la nariz de empuje.

Se realizaron controles topográficos en las narices de empuje y en la coronación de pilas, especialmente en las fases cercanas a apoyo de la nariz, aparte de un control visual detallado y continuo.

Se definieron valores de alerta y parada para las fuerzas de empuje y las deformaciones en nariz. El empuje se realizó sin incidencias y según lo previsto dentro de las tolerancias adoptadas. Las fuerzas de empuje estuvieron siempre al menos un 30% por debajo de las máximas previstas.

También se definió un plan de contingencia que no tuvo que ser puesto en práctica y que incluía posibles refuerzos locales de chapas, levantamiento del tablero en posiciones intermedias no previstas, y equipos adicionales.

5. Conclusiones

Se ha mostrado en la presente comunicación un ejemplo de construcción por empuje de tableros metálicos de puentes de múltiples vigas en doble T. En este tipo de diseños resulta imprescindible prever tolerancias en ciertas variables, sobre todo geometrías, que

condicionan el diseño de algunos de los elementos del puente.

La construcción por empuje permite evitar la utilización de grandes grúas, que es un aspecto que por su disponibilidad, coste y dificultad de acceso a veces resulta conveniente, incluso en puentes de longitud relativamente reducida.

Agradecimientos

Agradecemos la confianza y apoyo del personal de Vitsa y, en especial, de Alfredo Fernández. También el apoyo de los técnicos de Mekano4, especialmente de Raimon Rucabado, y del técnico Pep Mata, con quien tuve el placer de coincidir hace más de veinticinco años en mi primera etapa profesional en Mekano4 previa a Pedelta y del que tengo que lamentar su reciente fallecimiento.

Referencias

- [1] Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, Demandas Estructurales y condiciones de Sitio (NSE2), AGIES, Ciudad de Guatemala, 2018.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Bridge Construction Practices Using Incremental Launching, Highway Subcommittee on Bridge and Structures, Washington DC, 2007.
- [3] American Institute for Steel Construction (AISC), Steel Bridge Design Handbook, National Steel Bridge Alliance Technical Subcommittee, US, 2018.
- [4] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition, Washington DC, 2017.
- [5] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Guide Specifications for Wind Loads on Bridges

During Construction, 1st edition, Washington DC, 2017.

- [6] National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Guidelines for analysis Methods and Construction Engineering of Curved and Skewed Steel Girder Bridges (NCHRP Report 725), The National Academies Press, Washington DC, 2012.
- [7] F. J. Jordán, J. Sobrino et al., Ingeniería de Construcción de Diversos Puentes Metálicos en América, Hormigón y Acero 73, número especial Actas del VIII Congreso de la ACHE Santander 2022, 292–293, 2022.
- [8] V. Vestman, P. Collin, H. Lilja, T. Tirkkonen, M. Peltomaa, J. Jordán, J. Berthelémy, R. Hållmark, Horizontal bracing in steel I-girder bridges with composite concrete decks, IABSE Symposium Prague 2022, 1684-1690, 2022.
- [9] V. Vestman, F. J. Jordán, G. Santamaría, P. Collin, Lateral trusses between I-girders introducing torsional stiffness to a composite bridge in Guatemala, Eurosteel 2023, Volume 6, Issue 3-4, 1049-1054, 2023.
- [10] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4th edition, Washington DC, 2014.
- [11] American Institute for Steel Construction (AISC), Skewed and Curved Steel I-Girder Bridge Fit, National Steel Bridge Alliance Technical Subcommittee, US, 2016.