

Puente Internacional Gordie Howe – Proyecto del tablero del puente principal

Gordie Howe International Bridge – Main Bridge Deck Design

Barry Chung^a, Alejandro Pérez Caldentey^b, Hugo Corres Peiretti^c, Antonio Martínez Cutillas^d, Javier Milián Mateos^e, Borja Regúlez Pérez^f, Juan Antonio Navarro González-Valerio^g y Antonio Leocadio Gutiérrez Llorena^h

^a PhD, PE, SE. AECOM. Complex Bridges Practice Lead. barry.chung@aecom.com

^b Doctor Ingeniero de Caminos, PE, PEng. FHECOR North America. Director. apc@fhcor.es

^c Doctor Ingeniero de Caminos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero. hpc@fhcor.es

^d Doctor Ingeniero de Caminos. Carlos Fernández Casado, S.L. Director. amartinez@cfcsl.com

^e Ingeniero de Caminos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto. jmm@fhcor.es

^f Ingeniero de Caminos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto. brp@fhcor.es

^g Ingeniero de Caminos, PE. CFC-USA Corp. Lead Bridge Engineer. janavarro@cfcsl.com

^h Ingeniero de Caminos. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. algl@fhcor.es

RESUMEN

El Puente Internacional “Gordie Howe”, además de ser el puente atirantado de mayor vano de Norteamérica, también posee el tablero mixto de mayor vano del mundo. La inusual esbeltez de su sección, formada por dos vigas principales, tres vigas secundarias y vigas transversales, conectadas a una losa superior de hormigón, junto con sus elevados estándares de redundancia, supusieron un gran reto para su diseño. Por otra parte, sus estrictos requisitos de durabilidad obligaron a dotarle de pretensado longitudinal y transversal, lo cual, unido a la necesidad de prefabricación, requirió del uso de herramientas BIM para obtener los planos de taller de la losa, incluyendo su pretensado, armado, y anclajes.

ABSTRACT

The “Gordie Howe International Bridge” is not only the cable-stayed bridge with the longest span in North America, but also the composite deck with the longest span in the world. The slenderness of the deck section, formed by two main girders, three secondary girders, and transverse floorbeams, connected to a concrete slab, along with its high redundancy standards, constituted a real challenge during its design. Furthermore, the strict durability requirements involved the need of longitudinal and transverse post-tensioning within the composite concrete deck slab. All the concrete deck is precast, which encouraged the use of BIM to develop the shop drawings of the deck slab, including all its prestress, rebar, and inserts.

PALABRAS CLAVE: tablero, mixto, atirantado, esbeltez, redundancia, prefabricación.

KEYWORDS: deck, composite, slenderness, redundancy, precast

1. Descripción general del proyecto

El puente International Gordie Howe (GHIB) cruza la frontera entre Canadá y Estados Unidos sobre el río Detroit, en las ciudades de Windsor (Canadá) y Detroit (EE.UU). Tiene una longitud total de 2.5 km y una anchura de 37.5 m que alberga seis carriles para circulación, una acera peatonal y dos arcones muy amplios, ya previstos para 8 carriles en el futuro. Está formado por un tramo atirantado de siete vanos y luces 38.5 – 60 – 258.5 – 853 – 253.5 – 60 – 38.5 m; y dos viaductos de aproximación que conectan con los pasos fronterizos en Windsor y Detroit respectivamente: el del lado Canadá con 432 m de longitud y vanos tipo de 56 m, y el estadounidense, algo mayor, con una longitud de 543 m y vanos tipo de 73 m. Sin duda, el aspecto más destacado del puente es el vano principal de 853 m de luz, que constituye el mayor vano atirantado de Norteamérica y el vano de sección mixta mayor del mundo.

La propiedad del puente pertenece a la Windsor-Detroit Bridge Authority (WDBA) que, mediante una colaboración público-privada, adjudicó el contrato de concesión al consorcio Bridging North America General Partnership (BNA), formada por ACS Infraestructura, Fluor y Aecon, para diseñar, construir, financiar y operar toda la infraestructura que incluye, además del puente, los dos aduanas (POE, Port of Entry), una en Canadá y otra en Estados Unidos, y un enlace con la autopista I-75. La inversión total ha sido de unos 5 500 millones de dólares. La construcción ha corrido a cargo de la UTE formada por Dragados, Fluor y Aecon y el equipo de diseño estuvo liderado por Aecom, con apoyo de la UTE Carlos Fernández Casado – Fhecor para el “erection engineering” y el diseño de determinadas partes del puente.

El puente lleva el nombre del carismático jugador de hockey hielo canadiense, nacido en Windsor, que jugó en el equipo de la ciudad de Detroit toda su vida.

2. Solución adoptada para el tablero

El puente principal es atirantado, con una longitud total de 1 562 metros y un vano principal de 853 metros (ver Figura 1). El trazado es recto en planta, salvo en sus extremos, donde comienza a curvarse hacia los viaductos de acceso.

Su tablero mixto tiene una anchura total de 37.5 metros, con una configuración inicial de 3 carriles por sentido y un carril bici-peatonal, con posibilidad de pasar a 4 carriles por sentido sin carril bici-peatonal. La sección está formada por dos vigas longitudinales principales, tres vigas secundarias intermedias, y vigas transversales equiespaciadas cada 5.0 metros. Todas las vigas de este emparrillado están conectadas a una losa superior de hormigón de 70 MPa de resistencia, formada por paneles prefabricados y juntas entre paneles hormigonados “in situ”, incorporando, además, un voladizo de hormigón con funciones aerodinámicas y estéticas.

Por otra parte, la sección incorpora un cerramiento inferior y lateral no estructural, requisito para poder proporcionar una plataforma segura para el mantenimiento y la inspección del puente durante sus 125 años de vida, además de mejorar la estética (ver Figura 2).

Las vigas longitudinales tienen un canto total de unos 2.5 metros, mientras que las vigas transversales tienen canto variable debido a la pendiente transversal del 2%, llegando a alcanzar alrededor de 2.9 metros en su punto alto.

La esbeltez de las vigas transversales se sitúa en valores típicos para una luz transversal de 34.5 metros. No obstante, la gran esbeltez longitudinal del tablero queda patente al comparar el canto de las vigas longitudinales, 2.5 metros, con la longitud del vano principal, 853 metros, dando como resultado $L/340$, una esbeltez fuera de rango en comparación con los puentes de su tipología construidos hasta la fecha (ver Figura 3).

Además de sus dimensiones, este puente se caracteriza por sus estrictos requisitos, tanto

en el apartado de la redundancia, en el que las vigas intermedias juegan un papel relevante, como de la durabilidad. Tanto es así que, a pesar de tener toda la armadura de la losa de acero inoxidable, se hizo necesaria la disposición de pretensado longitudinal en el centro de vano y los extremos, así como pretensado transversal a

lo largo de todo el puente para garantizar la ausencia de tracciones en su cara superior en situación de servicio.

El montaje del tablero es objeto de otros artículos del presente congreso [8] [9], de modo que no se incluye en este documento.

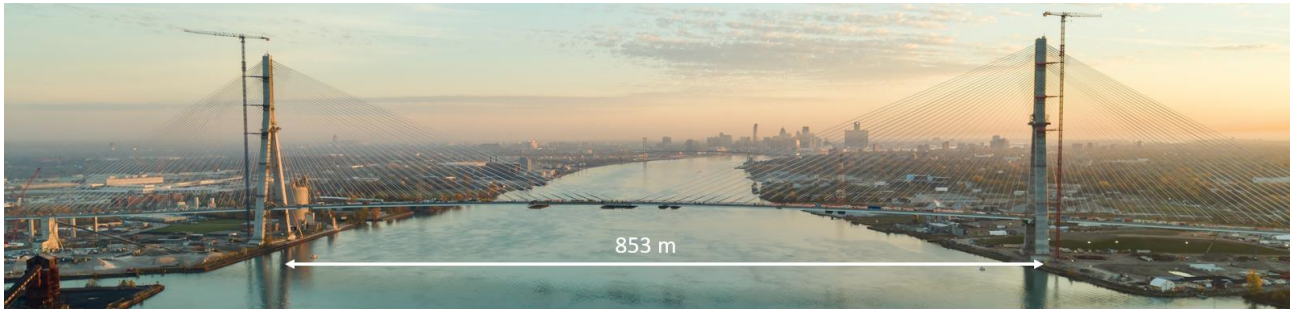


Figura 1. Puente Internacional Gordie Howe – Fotografía aérea.

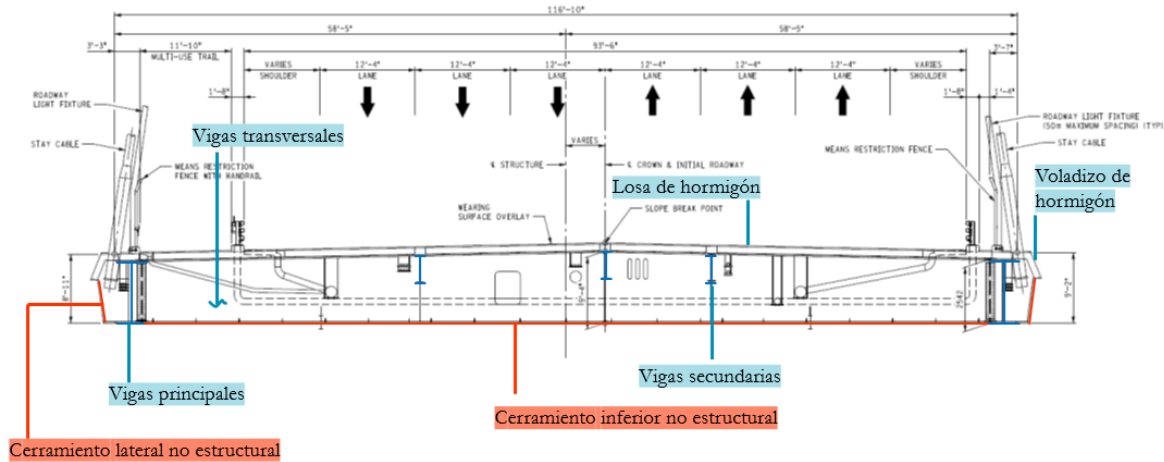


Figura 2. Sección transversal – Elementos estructurales y no estructurales.

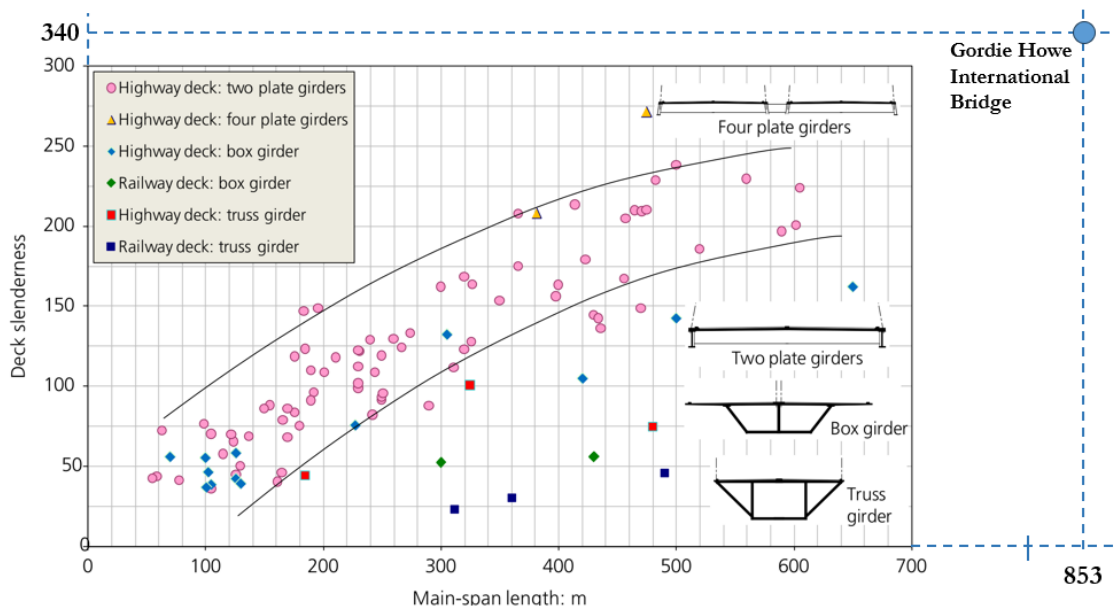


Figura 3. Longitud de centro de vano vs. esbeltez – Realizaciones anteriores [1]

3. La esbeltez y el cálculo no lineal del tablero

Tal y como se mostró en la Figura anterior, tanto la longitud de vano principal como la esbeltez del tablero están en un rango por encima de los habituales a los tableros mixtos realizados hasta la fecha.

A modo de ejemplo, el puente “Queensferry Crossing”, atirantado de tres torres y dos vanos principales con un tablero mixto de tipo cajón, tenía un canto de 4.8 metros para una longitud de 650 metros, lo que resulta en una esbeltez de $L/135$. [4]

Por otra parte, el puente “Chibi Yangtze”, cuya configuración es parecida al “Gordie Howe”, con un canto similar, pero utilizando vigas de borde de sección cerrada y con un vano menor, de 720 metros. [4]

Esta esbeltez influye significativamente en la flexibilidad del tablero, obligando a utilizar un cálculo no lineal geométrico para el diseño de las vigas longitudinales, basado en la teoría de grandes desplazamientos y teniendo en cuenta las imperfecciones.

El procedimiento seguido para la comprobación de la validez de las secciones del mismo, tras realizar un predimensionamiento de las secciones utilizando envolventes de cálculo lineal, es el siguiente:

1. **Identificación de las secciones críticas:** aquellas en las que se producen los máximos esfuerzos para cada tipo de sección.
2. **Identificación de los casos de carga críticos:** para cada combinación de carga en ELU, seleccionando aquellos casos que produzcan la máxima compresión en la platabanda superior o inferior, dependiendo de la sección.
3. **Cálculo de los autovalores de pandeo:** se calculan los diez primeros modos de

pandeo para cada combinación crítica para cada sección estudiada.

4. **Selección de la imperfección inicial utilizada:** siguiendo la metodología en §5.3.2(11) [2], obteniendo un valor de 200 mm, que incluye efectos dispares tales como las tolerancias locales de ejecución, defectos de alineación, tensiones residuales, etc.
5. **Cálculo no lineal geométrico con imperfecciones:** utilizando el método propuesto en §5.3.1 [3], se impone una geometría deformada inicial basada en el autovalor de pandeo que produce el mayor efecto no lineal en la sección de estudio, de manera que el valor máximo de la imperfección sea el estimado en el paso anterior. Se realiza el cálculo no lineal geométrico basado la teoría de grandes desplazamientos y se obtiene un momento flector mayorado (ver Figura 4).
6. **Comprobación de la sección:** se verifica que la capacidad de la sección es superior a los esfuerzos solicitantes, siguiendo los modelos de interacción N-M de las normativas de proyecto. Como aclaración, otra particularidad del proyecto era el hecho de tener que realizar el diseño para dos normativas, la canadiense y la estadounidense, de manera simultánea, al tratarse de un puente internacional.

Cabe destacar que, debido a la gran flexibilidad del tablero y a los significativos esfuerzos axiales introducidos por el sistema de cables, el momento flector solicitante total en las vigas mixtas llega a alcanzar un valor máximo de hasta 2.5 veces el lineal.

Este cálculo no lineal condicionó el diseño de las vigas longitudinales del tablero, que tienen espesores importantes para poder resistir tanto los esfuerzos axiales como los esfuerzos de flexión incrementados por el efecto no lineal.

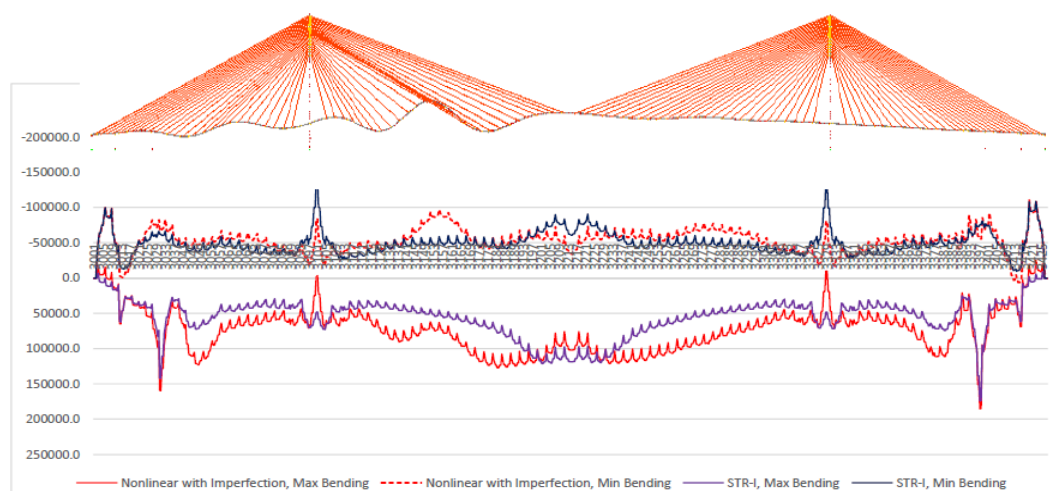


Figura 4. Ejemplo de cálculo no lineal – Modo de pandeo considerado y amplificación no lineal [5]

4. La importancia de la redundancia

Los requisitos de redundancia en los puentes metálicos principales, como el “Gordie Howe”, se han incrementado en los últimos años, especialmente en Norteamérica.

La redundancia puede definirse como la capacidad que tiene una estructura para continuar resistiendo las cargas de manera segura a pesar de que se produzca un fallo en uno de sus componentes estructurales principales. Esta facultad es esencial para garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad, especialmente en infraestructuras críticas.

Existen dos caminos para garantizar la redundancia. En primer lugar, la redundancia interna, que se basa en la presencia de elementos principales adicionales o duplicados, que pueden absorber directamente la carga del elemento que ha fallado. Un ejemplo claro en un puente atirantado como el “Gordie Howe” sería la pérdida de un tirante, que supone una mayor carga en los cables adyacentes.

En segundo lugar, existe la denominada “redundancia externa”. Ésta se consigue cuando se proporciona un camino alternativo de las cargas en caso de que uno de los componentes principales del sistema estructural falle.

En caso de que un elemento principal de una estructura metálica no está dotado de redundancia, se dice que es un elemento crítico de fractura, y sus condiciones de tenacidad tienen que ser incrementadas en consecuencia, con el propósito de disminuir la posibilidad de que se produzca la fractura. Adicionalmente, estos elementos deben estar sujetos a unos controles de fabricación más estrictos y a unos requisitos de inspección más exhaustivos durante su vida útil.

En cuanto al puente “Gordie Howe”, aparte de existir redundancia frente a la pérdida de tirantes, como es preceptivo en este tipo de puentes, se garantiza la redundancia externa de ciertos componentes principales del tablero.

En la eventualidad de producirse un fallo o fractura en una de las vigas longitudinales principales del puente, las vigas intermedias secundarias – de hecho, llamadas “vigas de redundancia” – sirven para proporcionar un camino de cargas alternativo (ver Figura 5).

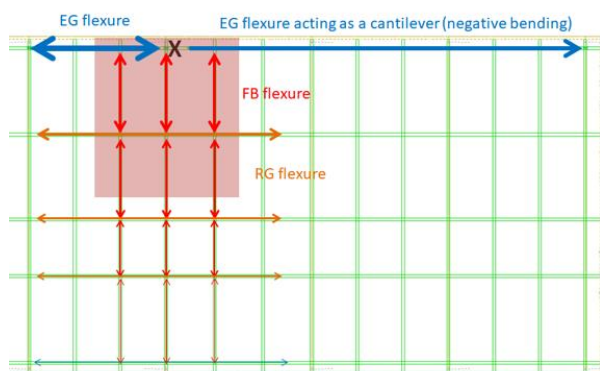


Figura 5. Camino de cargas alternativo – Fractura de viga longitudinal de borde en sección típica

Si el fallo se produce en la viga transversal, que también es un elemento principal, las propias vigas de redundancia, junto a la losa superior, son capaces de transmitir las cargas a las vigas transversales más cercanas, por flexión.

Una conclusión práctica de los estudios de redundancia llevados a cabo fue la necesidad de proporcionar redundancia interna en las vigas longitudinales sobre las pilas de retenida, donde el momento positivo liberado si se producía una fractura en las mismas era demasiado elevado como para que pudiera redistribuirse mediante el esquema habitual (ver Figura 6).

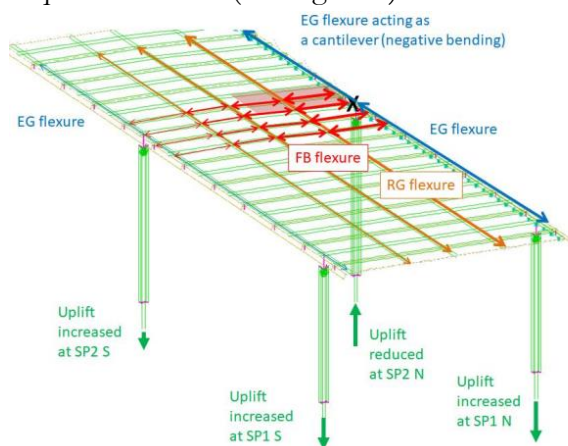


Figura 6. Camino de cargas alternativo – Fractura de viga longitudinal de borde sobre pila de retenida

En consecuencia, se dispuso una chapa de redundancia como refuerzo inferior de las vigas longitudinales, que tenía como objetivo garantizar una cierta transmisión de momentos en el caso de que se produjese una fractura en dicha viga, complementando la redundancia externa con una cierta redundancia interna.

5. La durabilidad y su impacto en el diseño

Dado que la vida útil del puente “Gordie Howe” es de 125 años, los requisitos de durabilidad han sido, sin duda, uno de los aspectos que más han influido el diseño del tablero, y, en particular, de la losa de hormigón.

En primera instancia, cabe destacar que el hormigón tiene una resistencia característica de 70 MPa y que toda la armadura del tablero es de acero inoxidable. El uso de estos materiales no eximió al proyectista de tener que proporcionar unos recubrimientos generosos tanto en cara inferior (50 mm) como en cara superior de losa (70 mm más 10 mm de sacrificio). Adicionalmente se dispone una capa de rodadura superior realizada en hormigón modificado con látex.

En segundo lugar, por requerimiento específico del proyecto, la cara superior del tablero bajo la superficie rodada del tablero, es decir, entre barreras, no debía estar sometida a tracciones en ninguna dirección bajo las combinaciones características de servicio correspondientes de las normativas de proyecto. Esto desencadenó la necesidad de proporcionar un pretensado transversal a lo largo de todo el puente. Por su parte, el pretensado longitudinal se dispuso en aquellas zonas donde la compresión permanente de los cables no era suficiente para evitar la descompresión en servicio, a saber, los extremos de los vanos laterales y el centro del vano principal.

Tanto el pretensado longitudinal como el pretensado transversal se componen de cables de 5 cordones con vainas planas. El pretensado transversal se dispone cada 1.25 metros, lo que en total suma más de 1200 cables. El pretensado longitudinal se dispone en varias familias, más cortas y más largas, en las que los cables se separan entre 0.5 y 0.8 metros (ver Figura 7).

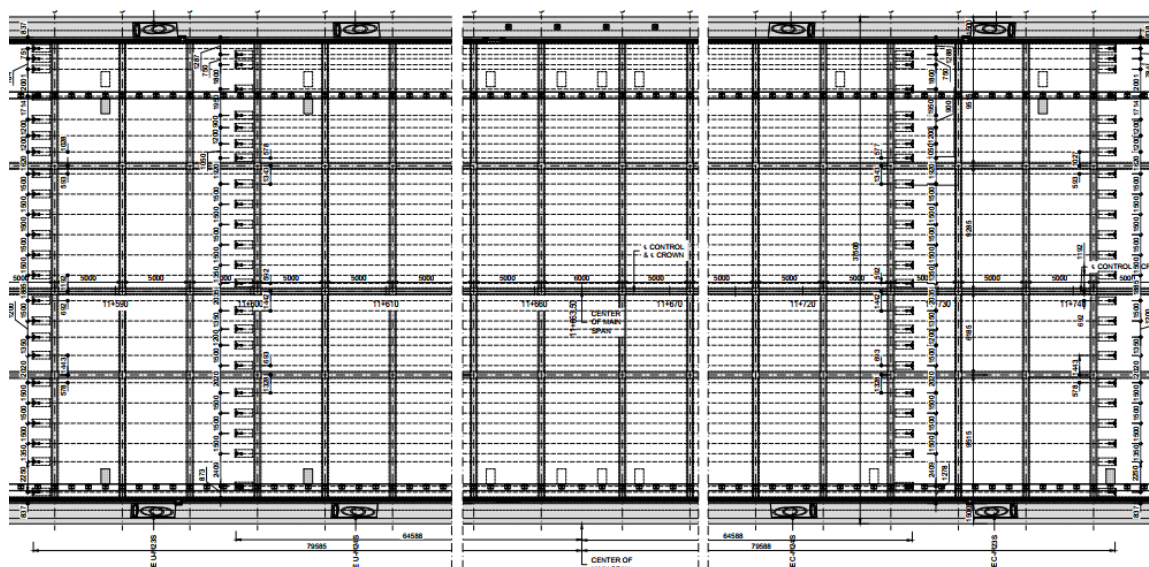


Figura 7. Disposición del pretensado longitudinal en centro de vano.

Los cables de pretensado longitudinal se anclan en unos “blisters” bajo la losa de hormigón, que están integrados en los paneles prefabricados (ver Figura 8). En el caso del pretensado transversal, normalmente se anclan en recto (ver figura 9), salvo cuando hay interferencia con el tubo de anclaje de los tirantes, situación en la que se anclan en un “blíster” también. Estas disposiciones permiten que el anclaje se encuentre lejos de la superficie de rodadura, donde estaría más expuesto a las sales de deshielo.

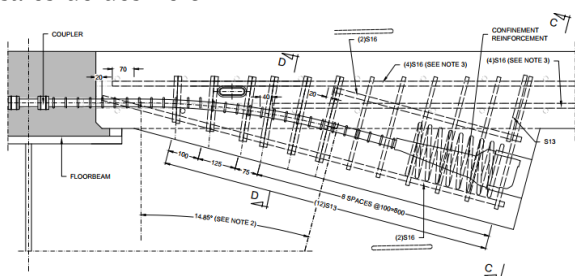


Figura 8. “Blister” de anclaje para pretensado.

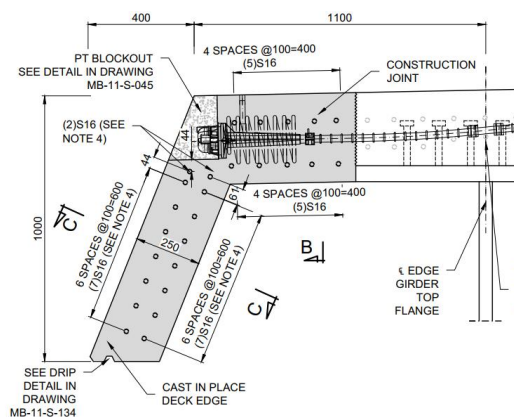


Figura 9. Anclaje en recto de pretensado transversal

Finalmente, para terminar con los aspectos notables relacionados con la durabilidad, sólo destacar que también todos los anclajes embebidos en el tablero son de acero inoxidable. Esto incluye los pernos de anclaje de barrera, valla antivandálica, farolas, e incluso el cerramiento metálico no estructural lateral (ver ejemplo en figura 10). Dado que todos esos elementos son de acero galvanizado y pintado, se tuvo que disponer de arandelas bajo las tuercas y fundas en los pernos que proporcionasen el debido aislamiento eléctrico entre materiales para evitar la corrosión galvánica.

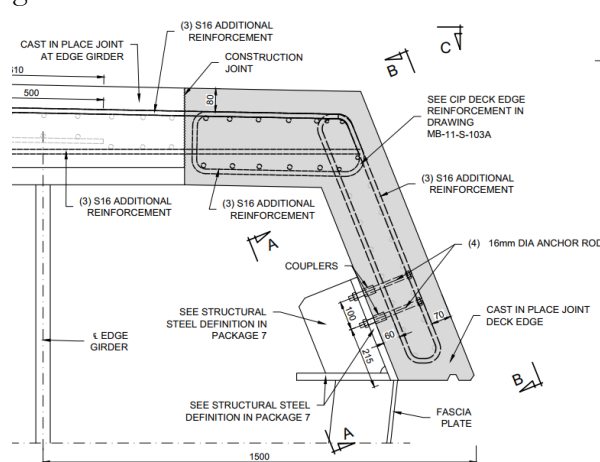


Figura 10. Anclaje del cerramiento metálico lateral en el faldón de hormigón

6. El enorme reto de la prefabricación

Como se ha mencionado con anterioridad, el tablero se compone de paneles prefabricados, entre los cuales se hormigonan las juntas “in situ”, de 0.35 m de anchura. Dada la longitud del puente, se requirió un esfuerzo importante de estandarización, de manera que el taller pudiese construir el mayor número de paneles iguales o similares, ahorrando plazos y costes.

En primer lugar, hay que tener en cuenta que los paneles se apoyan en las vigas transversales, que van típicamente cada 5.0 metros, y en las cinco vigas longitudinales. Las dos vigas principales van en los bordes, mientras que la viga de redundancia central va en el punto alto – que no es exactamente el centro al tener carril multiuso sólo en un lado. Sin embargo, las otras dos vigas secundarias se dispusieron de tal manera que tres de los cuatro paneles en la sección tuvieran las mismas dimensiones: 4.650 m x 8.935 m, restando un panel corto de 5.835 m (ver Figura 11).

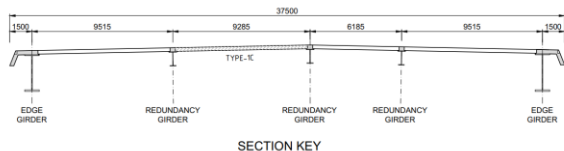


Figura 11. Paneles típicos en una sección

No obstante, el trazado comienza a curvarse en los extremos del puente. Esto supone, en primer lugar, que el punto alto se va desplazando en transversal, por lo que el panel corto y el adyacente cambian de anchura paulatinamente. Además, los paneles dejan de ser rectangulares y pasan a ser trapezoidales para adaptarse mejor a la curvatura. Finalmente, el bombeo a dos aguas cambia y pasa a ser un peralte hacia el interior de la curva, lo cual hace que los paneles no puedan ser planos. Esto se resuelve introduciendo un quiebro, de tal forma que los paneles estén realmente compuestos por dos triángulos planos (ver Figura 12).

Por otra parte, el espaciamiento entre vigas transversales varía en algunas dovelas,

como 4.5 metros en la dovela cero, sobre la torre, o 6.0 metros en el centro de vano.

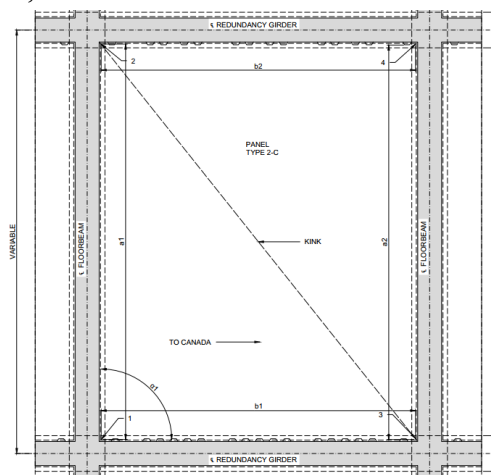


Figura 12. Panel con quiebro para zona curva

Todo ello, sumado a la necesidad de incluir todos los sumideros, agujeros para el paso de comunicaciones, anclajes y cercos necesarios para las barreras de tráfico en los paneles, vainas de pretensado transversal y longitudinal, etc., mientras se evitaban interferencias con armadura de los paneles adyacentes y los conectadores de la estructura metálica constituyó el gran reto de la prefabricación. Cabe mencionar aquí que la existencia del pretensado en la losa hizo posible bajar la cuantía de la armadura pasiva ($\varnothing 16$ a 0.15 m en ambas caras y direcciones), lo que facilitó la prefabricación de los paneles y la continuidad entre armaduras (ver apdo. 7).

Para solventar estas dificultades, se hizo indispensable la producción de un detallado modelo BIM por parte de una empresa especializada, que incluyó todos y cada uno de los paneles y juntas del puente, así como todas las armaduras y resto de elementos anteriormente mencionados.

La estrecha coordinación con esta empresa, la planta de prefabricación y la obra fue clave para la generación de dicho modelo, que sería el germen de todos los planos de taller de cada tipo de panel y del hormigón “in situ”.

Por su parte, la planta de prefabricación diseñó un sistema de encofrados especial para este proyecto, en el que se podían variar las dimensiones, los ángulos entre caras, la posición de las armaduras, e incluso dotar al panel de un

quiebro para aquellos en la zona curva (ver Figura 13).



Figura 13. Sistema de encofrado “flexible”.

Por último, destacar que el hormigón de los paneles incluye un alto porcentaje de escorias de alto horno, lo cual reduce su huella de carbono, pero ralentiza su endurecimiento. En consecuencia, los paneles se sometían a un curado en vapor, que tenía dos fases, antes y después del desencofrado. Una vez adquirían una resistencia suficiente para garantizar su integridad durante el transporte, eran trasladados a obra, donde eran instalados (ver Figura 14). Además de obtener los 70 MPa de resistencia, cabe mencionar que los paneles debían alcanzar una edad de 90 días antes de hormigonar las juntas para reducir las deformaciones reológicas.



Figura 14. Instalación de panel en obra.

7. Las juntas entre paneles

Las juntas entre paneles, además de albergar los conectadores con la estructura metálica, y los acopladores para el pretensado transversal y, en su caso, longitudinal, tienen que ser capaces de garantizar la transmisión de esfuerzos entre paneles.

Los acopladores de pretensado, que también incorporan los tubos de purga donde sea necesario, se recubrían de una funda que se adhería perfectamente al aplicar calor para garantizar un nivel de protección adecuado.

La transmisión de esfuerzos entre la armadura longitudinal de los paneles se consiguió doblando la armadura formando “loops”. La longitud mínima de los mismos para el correcto solape, así como la distancia máxima entre ellos, se basó en las formulaciones del Código Modelo 2010 [6] (ver Figura 15).

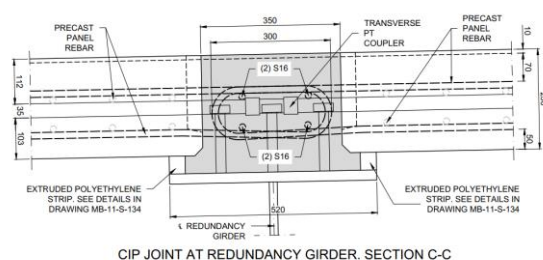


Figura 15. Sección en la junta entre paneles sobre las vigas de redundancia.

Por otro lado, el rasante en la interfaz entre el hormigón de los paneles y de la junta se resolvió con la introducción de bordes dentados – o “shear keys” – en los lados longitudinales (ver Figura 16). En los lados transversales no fue necesario, al ser menor el rasante a transmitir.



Figura 16. Detalle de esquina: acopladores, conectadores, “shear keys” y “loops”

8. Conclusiones

El tablero del Puente Internacional “Gordie Howe” destaca por ser el tablero mixto de mayor vano del mundo. Este hecho, unido a su gran esbeltez, supuso un desafío para el cálculo de los elementos que lo conforman, que a su vez garantizan unos altos estándares de redundancia.

El diseño de la losa superior viene marcado, principalmente, por los elevados requisitos de durabilidad, y por la necesidad de prefabricación. Ambos aspectos requirieron de un esfuerzo extra de coordinación entre los distintos equipos de diseño y los constructores.

6. Agradecimientos y referencias

Agradecimientos

En primer lugar, agradecer al resto de equipos involucrados en el proyecto por sus esfuerzos continuados en la coordinación entre disciplinas, sin los cuales la finalización exitosa del proyecto del tablero no habría sido posible.

En segunda instancia, a la planta de prefabricación – International Precast Solutions LCC – por abrirnos sus puertas y transmitirnos su profesionalidad y su saber hacer.

Finalmente, a todo el personal implicado en la obra, que son realmente los responsables de que el proyecto se haya convertido, a día de hoy, en una realidad.

Referencias

- [1] Oliveira Pedro, J.J. & Reis A.J. (2015) *Composite cable-stayed bridges: state of the art*, Bridge Engineering.
- [2] EN 1993-1-1:2005 – *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. (2015)
- [3] Hendy, C.R. & Murphi, C.J. – *Designers’ Guide to EN 1993-2 Eurocode 3: Design of steel structures part 2, steel bridges* (2006)
- [4] B. Chung, A. Martínez, H. Corres, J.A. Navarro, A. Leocadio, *Gordie Howe International Bridge: Project overview and design features*, IABSE Symposium Long Span Bridges, Istanbul, April 2023.
- [5] B. Chung, A. Martínez, J.A. Navarro, H. Corres, B. Regúlez, *Gordie Howe International Bridge Project – Overview and design features*, IBC, Pittsburg 2022.
- [6] fib – *Model Code for Concrete Structures* (2010)
- [7] Windsor-Detroit Bridge Authority (WDBA) – *Gordie Howe International Bridge Photo Gallery* (2024)
- [8] A. Vázquez, C. Lucas, A. Ríos, C. López, *Construcción del tramo atirantado (torres y tablero)*. *Puente Internacional Gordie Howe*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.
- [9] A. Vázquez, C. Lucas, J.A. Navarro, J. Milián, A. Martínez, *Vanos de retenida del puente atirantado*. *Puente Internacional Gordie Howe*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.