

Puente Internacional "Gordie Howe" – Torres, pilas y cimentaciones: proyecto e ingeniería de construcción

*Gordie Howe International Bridge–
Towers, piers and foundations: design and erection engineering*

Barry Chung^a, Kyle McLemore^b, Philip Schafer^c, Antonio Martínez Cutillas^d,
Alejandro Pérez Caldentey^e, Juan Antonio Navarro González-Valerio^f, Santiago
Rodríguez Lorente^g, Javier Milián Mateos^h, Antonio Leocadio Gutiérrez Llorenaⁱ

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

^b PE, SE. AECOM. Complex Bridges Engineer. Kyle.Mclemore@aecom.com

^c PE, AECOM. Complex Bridges Engineer. philip.schafer@aecom.com

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

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

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

^g Ingeniero de Estructuras. Carlos Fernández Casado S.L. Ingeniero de Proyecto. srodriguez@cfcsl.com

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

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

RESUMEN

El Puente Internacional Gordie Howe es el puente atirantado de mayor vano de Norteamérica y el tablero mixto de mayor vano del mundo. Las torres son en Y invertida con 220 m de altura, con 3 pilas en cada vano de retenida en número limitado por criterios estéticos, y una cimentación en roca a 30 m extremadamente competente. Las demandas de viento y sismo no son excesivas comparadas con otras regiones, lo que ha permitido configurar una subestructura esbelta y optimizada, con estrictos criterios de durabilidad y redundancia

ABSTRACT

The Gordie Howe International Bridge is the largest cable-stayed bridge in North America and the largest composite deck in the world. The towers are inverted Y-shaped 220 m high, with 3 piers in each span in number limited by aesthetic criteria, and an extremely competent rock foundation at 30 m. The wind and seismic demands are not excessive compared to other regions, which has made it possible to configure a slender and optimized substructure, with strict redundancy and durability requirements.

PALABRAS CLAVE: puente atirantado, mixto, torre en Y invertida, redundancia, cálculo avanzado

KEYWORDS: cable-stayed bridge, composite, inverted-Y tower, redundancy, complex calculations

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 arcenes 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 Infrastructure, 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 Descripción de los pilonos

2.1. Introducción

Se pueden encontrar en [1], [2], [3] y [4] una descripción más detallada del puente.

Los pilonos o torres del puente, con sus 220 metros de altura, superan por más de 100 metros la altura de su vecino, el Ambassador Bridge, puente colgante construido en los años 20. Estas dos moles de hormigón armado se suman, con su forma de Y invertida y sus enormes proporciones, al "skyline" de la ciudad de Detroit, a pesar de su localización relativamente retirada de su centro.



Figura 1. Fotografía aérea desde lado USA al atardecer – © WDBA [5]

2.2. Emplazamiento

En primer lugar, hay que tener en cuenta que el río Detroit realmente se trata de un canal de navegación natural entre los lagos Eire y St. Clair, y constituye una de las puertas por las que, cada año, transitan millones de toneladas de mercancías en cargueros y portacontenedores rumbo a grandes núcleos industriales como Chicago, Milwaukee, o la propia Detroit.

Es por ello que, el lado canadiense, y, en particular, el estadounidense, se caracterizan por la intensa actividad industrial en sus márgenes, y la zona adyacente a los pilonos no es una excepción. Es más, a escasos metros del pilono estadounidense se encuentra un muelle en el que se pueden ver atracar embarcaciones tan características de los Grandes Lagos como el SS Alpena o el MV Mark W. Barker.

Dados estos condicionantes, los pilonos se debieron emplazar en tierra, dejando una cierta distancia con la orilla del río Detroit, encauzado en este tramo. De hecho, se amplió el muro del lado estadounidense y se reformó el muelle.

Se verificó que, dejando estas distancias, el impacto de una embarcación en los muros de encauzamiento no afectaba a la seguridad de los pilonos ni sus cimentaciones.



Figura 2. Cargueros “SS Alpena” y “Samuel de Champlain” atracados en las inmediaciones del Puente - © Andrew Dean Russell.

2.3. Cimentación

El suelo sobre el que se han de levantar las torres está compuesto por, aparte de un relleno

antrópico de unos 6 metros, más de 20 metros de arenas arcillosas, de baja capacidad portante. A unos 30 metros de la cota del terreno natural se encuentra la roca base, caliza, de gran capacidad portante.

Por consiguiente, la cimentación de los pilonos se realizó por medio de pilotes excavados de unos 30 metros de profundidad, que apoyan directamente sobre la roca base. Teniendo en cuenta los condicionantes geométricos, se decidió realizar 6 pilotes de 3.00 metros de diámetro.

Los pilotes están unidos mediante un encepado de planta hexagonal, que evoluciona en cota para recibir el arranque de las patas de los pilonos, que son rectangulares.

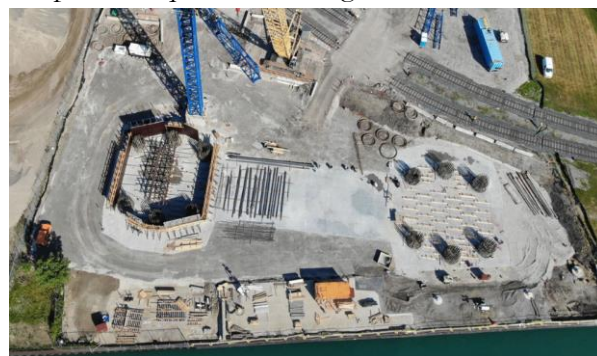


Figura 3. Encepado de pilotes – Torre USA – © WDBA [5]

2.4. La forma en Y invertida

La característica más notable de las torres, aparte de su altura de 220 metros, es su forma de Y invertida. Esta configuración permite que el tablero del puente, de unos 38 metros de anchura, puede pasar entre ambas patas, a la vez que simplifica los anclajes de los cables en la parte vertical superior.

Una particularidad del Puente Internacional Gordie Howe es la ausencia de riostra entre ambas patas inclinadas bajo el tablero. En contrapartida, la componente horizontal de dichas patas, que tienen una inclinación notable, de unos 9.5°, se compensa por medio de una riostra pretensada entre ambos encepados. El tablero se apoya en vertical sobre el pilono gracias a unas ménsulas cortas.

Esto no solo dota de una gran esbeltez visual a las torres, sino que simplifica sobremanera la construcción de estas, ya que exime de la necesidad de disponer un encofrado especial para hormigonar dicha riostra.

Hay que tener en cuenta que, para posibilitar la construcción de las patas inclinadas se dispuso de una pareja de puntales provisionales a dos alturas distintas.

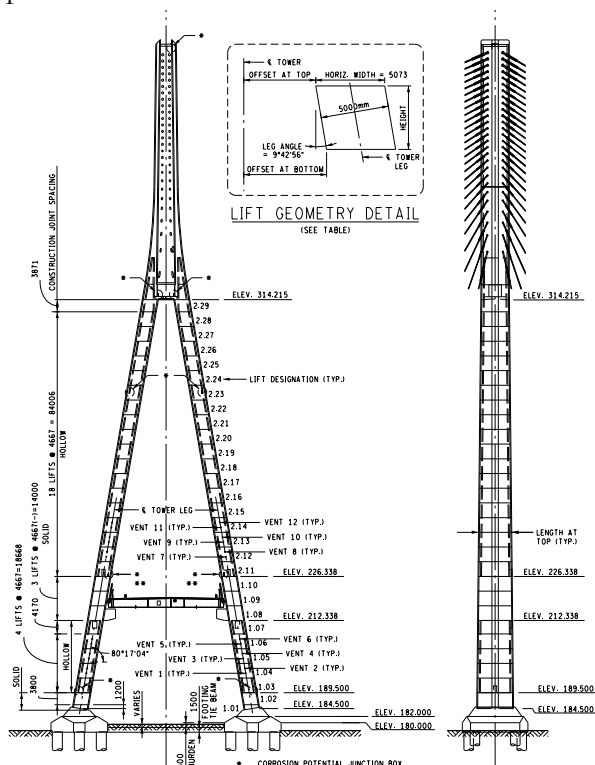


Figura 4. Alzado y perfil de los pilonos

2.5. Secciones y anclaje de cables

Los condicionantes estéticos fueron esenciales para definir las secciones de las patas del pilono, que, a pesar de ser esencialmente rectangulares, cuentan con una serie de chaflanes y recovecos, que mejoran su aspecto. Sus dimensiones son de 5.0 metros en dirección transversal al puente, y varían entre 11.7 m y 9.0 m en dirección longitudinal. Estas secciones son huecas salvo en el arranque y en la zona de conexión con el tablero, donde se macizan.

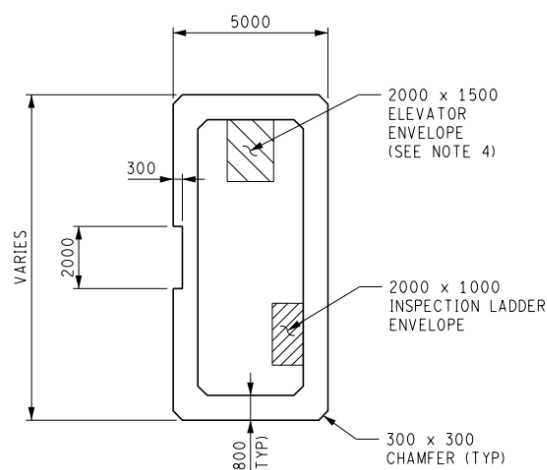


Figura 5. Sección de las patas de las pilas

La parte superior de la Y alberga los armarios de anclaje de los cables. Cabe destacar que cada cuarteto de cables (dos del vano lateral y dos del vano principal) se anclan en un mismo módulo de armario. Los módulos no tienen continuidad entre sí salvo la que proporciona el hormigón que los recubre, al que están conectados por medio de pernos. De esta manera, se garantiza la no propagación de la fractura en caso de que se produzca la misma en uno de los armarios, previniendo un fallo en cadena y dotando al diseño de una gran robustez y redundancia.

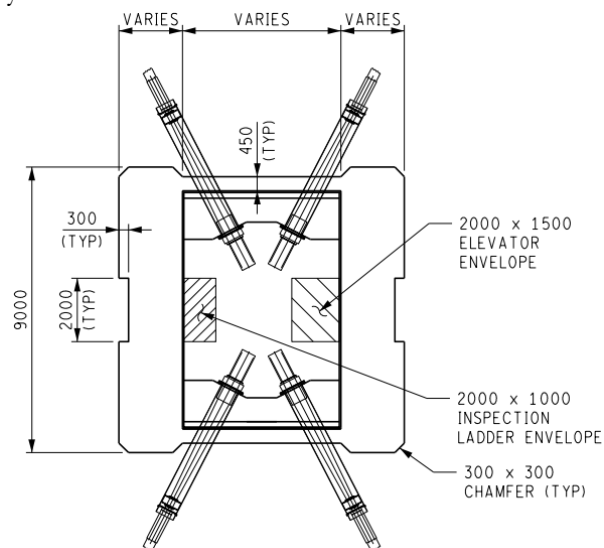


Figura 6. Sección de parte superior de pilono con armarios de anclaje

El encuentro entre las patas y la parte superior del pilono se resuelve con una zona de transición en la que la envolvente exterior va variando de manera gradual, de tal manera que desde fuera sólo se aprecia un acuerdo entre la

cara inclinada de las patas y la cara vertical de la parte superior. Cabe mencionar que las patas incorporan un ascensor cada una en su interior, mientras que la parte superior tiene un ascensor y una escalera de mantenimiento. Todo ello se debió compatibilizar al diseñar esta transición, que debe alojar la salida de los ascensores de las patas como los accesos a los elementos de mantenimiento de la parte superior, en lo que se denominó “cuarto de transición”.

La cuantía de armadura de las torres es notable, especialmente en esta zona de transición.

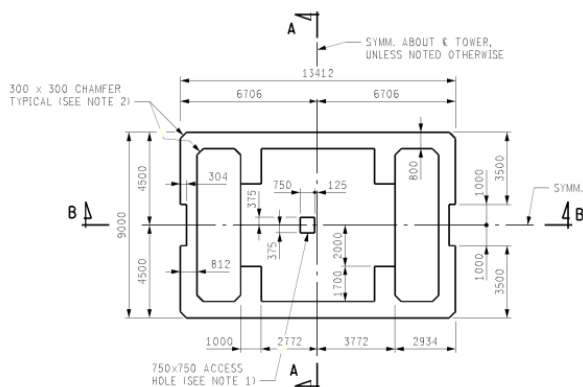


Figura 7. Sección superior del “cuarto de transición”

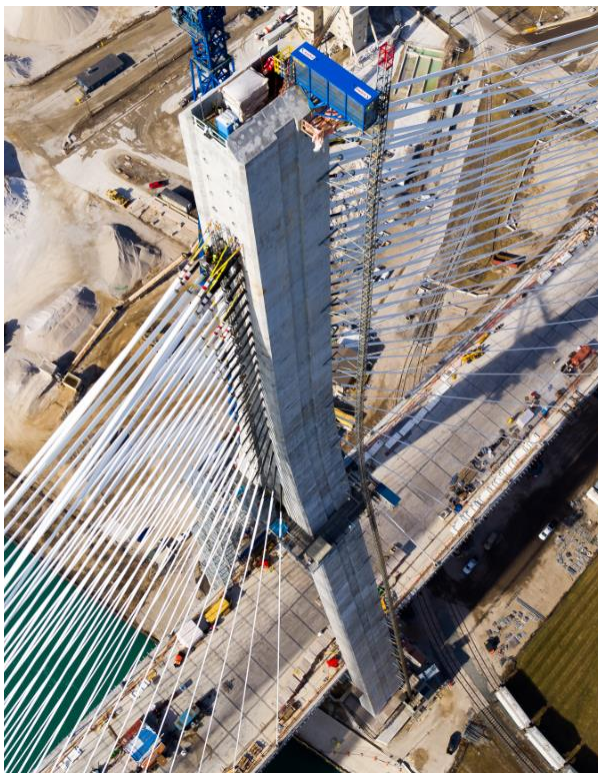


Figura 8. Vista cenital de la torre durante la instalación de los últimos tirantes – © WDBA [5]

2.6. Apoyo del tablero sobre el pilono

Como se ha mencionado con anterioridad, el pilono incorpora dos ménsulas cortas para el apoyo vertical del tablero, que se realiza mediante apoyos tipo disco.

En dirección transversal, el pilono también funciona como punto de apoyo del tablero, gracias a unos topes materializados también con apoyos tipo disco.

Es destacable la existencia de un hueco entre los apoyos transversales y el tablero, de manera que, al ser topes, sólo uno de los lados esté funcionando a una misma vez. Esto es clave para reducir el momento a nivel de cimentación en situación de viento, ya que el momento debido a viento siempre tiene signo contrario al de peso propio por la propia inclinación de las patas de la torre durante su construcción.



Figura 9. Momentos debidos a tope transversal – Fotografía © WDBA [5]

Finalmente, en longitudinal, el pilono del lado estadounidense actúa como un punto fijo, que en realidad se materializa, también, con apoyos tipo disco en forma de topes.

Por otra parte, el pilono canadiense incorpora unos dispositivos estilo “lock-up device (LUD)”. Estos aparatos permiten las deformaciones lentas del tablero, es decir, reológicas y de temperatura, sin coger apenas carga. Por el contrario, actúan como un apoyo casi rígido para cargas rápidas, como el viento.

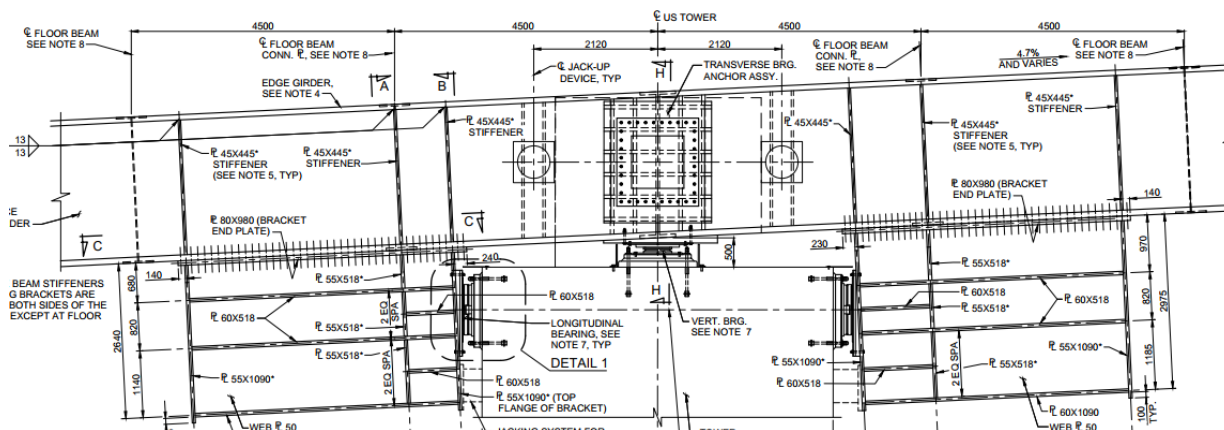


Figura 10. Topes longitudinales – Pilono USA

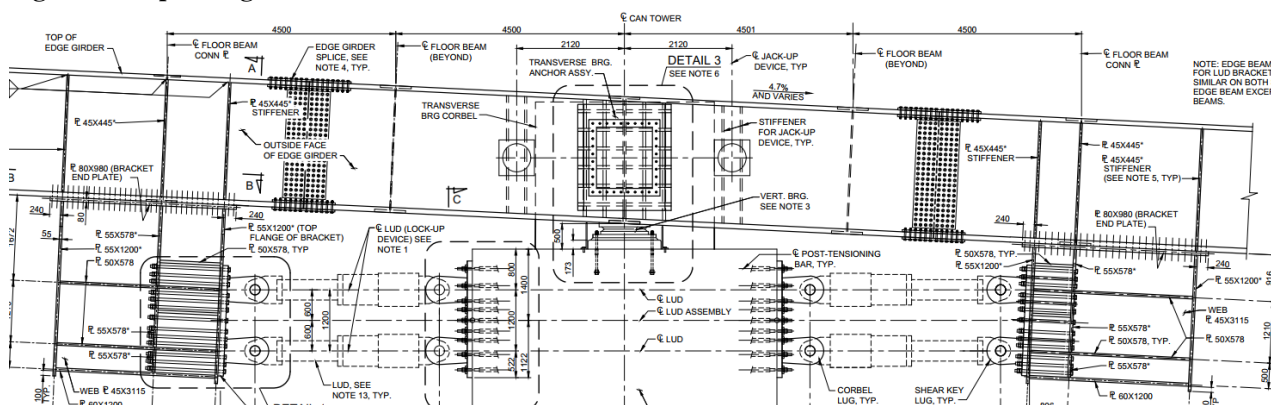


Figura 11. “Lock-up devices” – Pilono CAN

3. Pilas de anclaje y retenida

La subestructura del puente cuenta, además de las torres, con 6 pilas de retenida de dos familias diferentes:

- (a) Pilas 10 (EE.UU.) y 15 (Canadá): pilas de anclaje, basadas en un pórtico con los fustes centrados en el eje de apoyo de las vigas principales del tablero del puente principal (norte guiado, sur libre) y una viga excéntrica donde apoya el último vano de los accesos.
- (b) Pilas 12 & 13 (EE.UU.) y 13 & 14 (Canadá): pilas de retenida, basadas en dos fustes independientes bajo cada viga principal con un apoyo guiado en cada una.

Todas las pilas tienen un único pilote de $\varnothing 2.850\text{m}$ o $\varnothing 3.162\text{m}$ bajo los fustes de entre 17 a 24m de altura, las cabezas hechas sobre prelosa y huecos en los fustes, salvo en la zona de la cabeza, donde se dejan dos guías para los movimientos en ELU de los 4 cables de retenida,

de hasta casi 1m en P15 (a 1205m del punto fijo), y el anclaje de estos cables en la zona baja de la pila, tesados desde la cámara inferior y traídos premontados (ver [6]) junto el tablero y unos desviadores que permiten acomodar en torno a 75mrad de giro en estado límite Strength.



Figura 12. Vista de las pilas 15 (izquierda) y 14 (derecha) durante la construcción de la estructura metálica

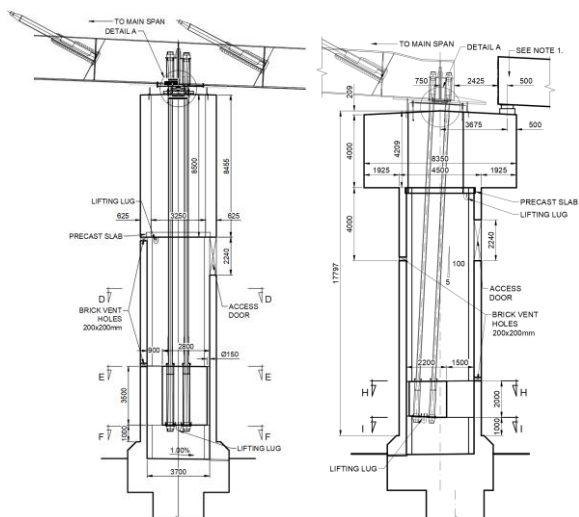


Figura 13. Sección tipo de una pila de retenida (ejemplo P14, izquierda) y de anclaje (ejemplo P15, derecha)

Los apoyos se disponen para que deslice al 0% en las pilas 11 a 14 y al 5% en las pilas 10 y 15, debido a las juntas dispuestas sobre estas. Esto hace que los cables de retenida de P10 y P15 estén inclinados al 5% para evitar tensiones adicionales innecesarias, ya que las tensiones no lineales debido al cambio de longitud en la expansión y contracción son una parte importante del dimensionamiento de estos cables, entre 17 y 43 cordones en el lado de EE.UU. y entre 21 y 49 en el lado de Canadá, con precargas de entre 1930kN por cable a 5130kN.



Figura 14. Cables de retenida sobre P12 en proceso

El elemento que determina la excentricidad de la viga de los pórticos en P10 y P15 es el requisito de que toda la junta debe ser inspeccionable, incluso cerrada. Para minimizar tanto la sollicitación de momentos en base y el uso de material, en P10 y P15 se decide invertir el apoyo y que deslice sobre la pila, con el apoyo fijo en el tablero. También se da un desfase a la posición del pilote para intentar reducir la armadura centrando los esfuerzos. Incluso así, los apoyos del puente de acceso están con excentricidades de 2.375m en P10 y 3.675m en P15 respecto del eje del pilote.

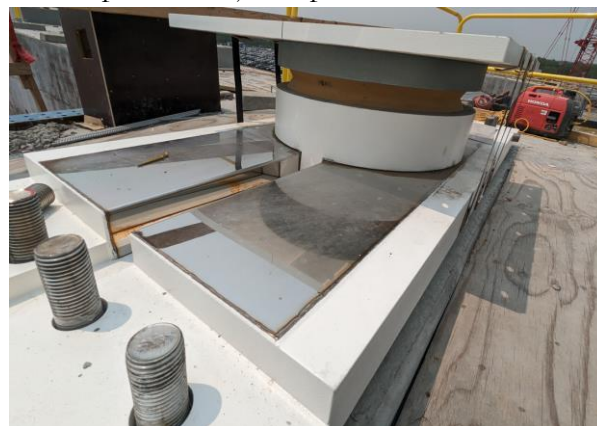


Figura 15. Apoyo de disco guiado en P10 norte

Las vigas de los pórticos de P10 y P15 son macizas, de 2.454m o 2.954m de ancho y variando de 4m a 3m de canto, tienen 10 apoyos separados 3.6m y van postesadas con 9 cables de 31 cordones. La conexión con la cabeza también va postesada con 5 cables de 31 cordones. La pila se construye con la viga apeada hasta el momento en que se tesan 6 de los 9 cables.

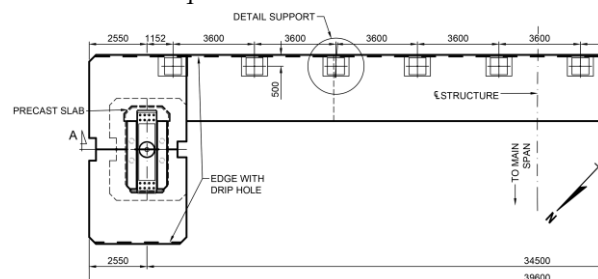


Figura 16. Vista en planta de media pila 15

Como último punto remarcable está el hecho de la unión de la viga excéntrica, con parte de la carga producida por un vano de hasta 54.79m de luz y 34.85m de ancho, y una cabeza de pila con dos ranuras. Esto se solucionó de

forma general con modelos de bielas y tirantes tridimensionales por cada uno de los esfuerzos, combinados, pero también verificando con modelos en detalle tridimensionales de la región, elásticos y con fisuración del hormigón, para ver si se aproximaban a lo dicho por estos modelos simplificados o había otros puntos de interés.

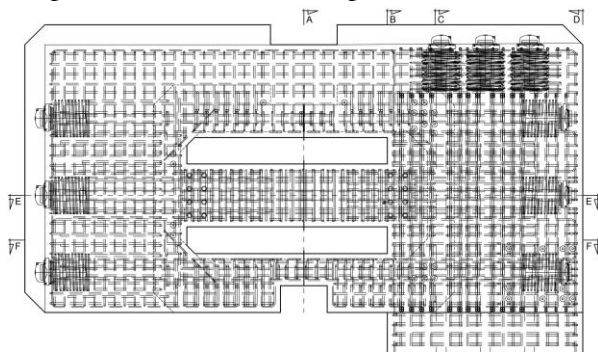


Figura 17. Vista en planta del armado de la cabeza en P15

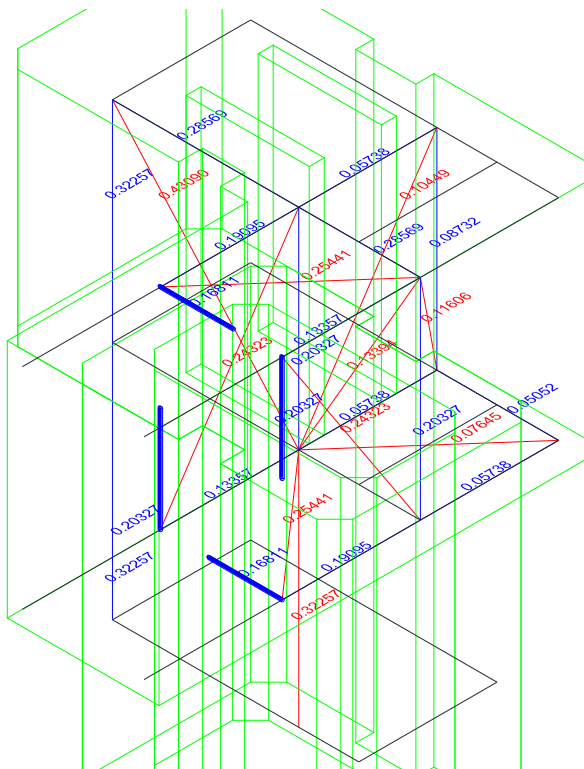


Figura 18. Esquema de bielas y tirantes en la cabeza para la torsión de la viga

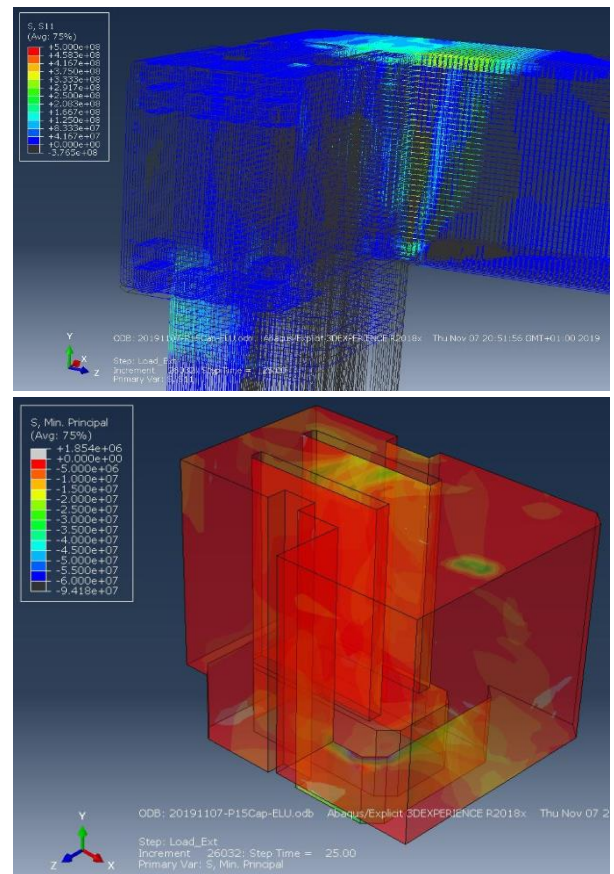


Figura 19. Vista del modelo 3D no lineal de la cabeza de P15 para verificación en ELU (tensión de la armadura arriba, compresión del hormigón abajo)

4. Aspectos más relevantes del diseño

4.1. Dimensionamiento de la torre

Las demandas de viento y sismo no son muy relevantes, comparadas con otras regiones. La aceleración básica del terreno es de 0,05 g para un periodo de retorno de 2500 años.

El viento es de 151,3 km/h para Strength III (US Track, 10% de probabilidad de excedencia en 125 años) con load factor $\gamma = 1,00$, y 130,4 km/h para ULS 4 (CAN Track, periodo de retorno 125 años, considerando la vida de la estructura de 125 años y un índice de reliability de 4,0) con load factor $\gamma = 1,49$. Debido a esto, la armadura de la torre ha venido condicionada por el proceso constructivo, máxime teniendo en cuenta la evolución de este a lo largo del diseño (ver [7]).

Se han hecho ensayos de túnel con la torre completa y el puente completo, realizados por RWDI.

Se han realizado completos cálculos no lineales geométricos y materiales de las torres, tanto en proceso como en servicio, con amplificaciones de momentos lineales que han estado alrededor del 1.25 por efecto no lineal.

4.2. Cimentaciones de pilotes

Teniendo en cuenta la extrema competencia de la roca de apoyo, y los pocos momentos en cimentación debidos al viento y al sismo comparados con otras regiones (siendo el viento la acción principal en este puente), el condicionante para dimensionar el número de pilotes de las torres ha sido la capacidad a compresión del hormigón de los mismos. Se estableció un debate para ver cuál era la máxima resistencia del hormigón alcanzable con fiabilidad, alcanzando el consenso en $f_{ck}=41.4$ MPa.

4.2. Criterios de redundancia

El proyecto cuenta con unos requisitos estrictos de redundancia, que obligan a que cualquier elemento metálico susceptible de estar en tracción en cualquier combinación de Service se pueda romper sin provocar el colapso de la estructura. Para las pilas y torres se ha abordado (ver [8] para el tablero):

- Para los elementos de hormigón armado, se considera que cualquier armadura se puede romper. Sin embargo, esta rotura no se extiende a las demás barras de armadura, por lo que el efecto sobre los elementos estructurales en estudio, teniendo en cuenta su magnitud y la cantidad de armaduras, se ha considerado despreciable.
- Se consideró la pérdida de cualquier tirante, estándar en cualquier puente atirantado moderno.
- Para los elementos de la torre, es extremadamente difícil diseñar un anclaje

metálico que no se propague a los otros tirantes del mismo nivel. Aunque se diseñaron algunas opciones para garantizarlo, finalmente se comprobó que el puente es capaz de aguantar la pérdida de los 4 tirantes de un mismo nivel. De esta manera, el anclaje de los tirantes dentro de la torre es estándar, tal y como se ha explicado con anterioridad, con la única precaución de que la conexión entre módulos es atornillada para evitar perder más de un módulo a la vez.

- Para las pilas, se ha considerado que cualquier de los tirantes de retenida se podía romper. Esto ha obligado a poner 4 tirantes por cada fuste de pila para garantizar que los 3 tirantes restantes podían aguantar el tiro resultante. Además, la conexión de estos tirantes con el tablero se ha diseñado atornillada, y completamente redundante (cada anclaje se conecta con las vigas del tablero por 2 almas), de manera que cualquier fisura en el tablero no se extendiese a los restantes 3 anclajes.

4.2. Diseño de los LUD's

El diseño de los LUD's ha sido de los elementos más complicados del puente. Hecho conjuntamente con RWDI y Taylor Devices, ha requerido introducir en el cálculo de buffeting de RWDI los elementos no lineales de los LUD's, con los parámetros propuestos por Taylor Devices. Hay 2 estrategias posibles para el transmisor de impacto:

- Transmisor de impacto con $\alpha=2$ (aproximadamente), que no coja carga para velocidades pequeñas para coja toda la carga en cuanto la velocidad sube. El problema es que este diseño requiere válvulas de escape que garanticen que la fuerza no es excesiva, y Taylor Devices prefería no usar estos sistemas debido a su durabilidad y fiabilidad.

- Transmisor de impacto con $\alpha < 1.0$, donde el propio sistema limita la carga para velocidades elevadas, pero coge fuerza para velocidades no tan altas.

Esta segunda opción es la seleccionada por Taylor. Sin embargo, se comprobó que esto producía problemas de fatiga, con cargas no muy elevadas pero de altísimo número de ciclos. Por eso, finalmente Taylor diseñó un filtro de fatiga, donde el LUD no coja ninguna carga para movimientos pequeños, del orden de algunos mm, y sólo empieza a actuar a partir de ese rango.

Se han verificado las máximas fuerzas en situación de máxima y mínima temperatura, ya que la rigidez de los LUD's varía según estén abiertos o cerrados.

Referencias

- [1] B. Chung, A. Martínez, J.A. Navarro, H. Corres, B. Regúlez, *Proyecto del Puente Internacional Gordie Howe – Descripción general y características de diseño*, IBC, Pittsburg 2022.
- [2] B. Chung, A. Martínez, H. Corres, J.A. Navarro, A. Leocadio, *Proyecto Puente Internacional Gordie Howe Descripción general y características de diseño*, Simposio IABSE Puentes de Gran Envergadura, Estambul, abril de 2023.
- [3] B. Chung, A. Martínez, A. Pérez, J.A. Navarro, J. Milián, S. Rodríguez, A.L. Gutiérrez, *Puente Internacional Gordie Howe - Proyecto del puente principal atirantado*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.
- [4] A. Vázquez, C. Lucas, C. López, A. Ríos, L. Zangos, *Construcción del tramo atirantado (torres y tablero). Puente Internacional Gordie Howe*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.
- [5] Windsor-Detroit Bridge Authority (WDBA) – *Gordie Howe International Bridge Photo Gallery* (2024)
- [6] F. Martínez, L. Zangos, C. Lucas, A. Vázquez, *Puente Gordie Howe. Sistema de tirantes con prestaciones de protección especiales*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.
- [7] B. Chung, A. Martínez, J.A. Navarro, A. Pérez, J. Milián, S. Rodríguez, A. Hermoso, A.L. Gutiérrez, A. Muñoz, G. Marinas, *Puente Internacional Gordie Howe - Ingeniería de construcción de la superestructura: proyecto y control*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.
- [8] B. Chung, A. Pérez, H. Corres, A. Martínez, J. Milián, B. Regúlez, J.A. Navarro, A.L. Gutiérrez, *Puente Internacional Gordie Howe - Proyecto del tablero del puente principal*, IX Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), Granada 2025.