

Proyecto y construcción del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser

Project and construction of the new cable-stayed Pattullo Bridge over the Fraser

Peter Walser^a, Rafael Rodríguez Molina^b, Víctor Alvado Benítez^c

^a Dipl.-Ing. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG. Director de Proyectos. peter.walser@lap-consult.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG. Ingeniero de Proyectos. rafael.rodriguez@lap-consult.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG. Ingeniero de Proyectos. victor.alvado@lap-consult.com

RESUMEN

El nuevo puente de Pattullo, actualmente en construcción, tiene una longitud total de 1235 m, dividiéndose en un puente principal atirantado y un viaducto de acceso de longitudes 770 y 465 m respectivamente. El puente atirantado, con un único pilono, consta de un vano principal de 332 m, dos vanos de compensación de luces 162 y 84 m, así como un gálibo de navegación de 47 m.

El artículo presenta los aspectos fundamentales del diseño y construcción del nuevo puente, mientras que los aspectos más específicos de la misma se tratan en otras ponencias.

ABSTRACT

The new Pattullo bridge, currently under construction, has a total length of 1235 m, divided into a main cable-stayed bridge and an approach viaduct with lengths of 770 m and 465 m respectively. The single-pylon cable-stayed bridge comprises a 332 m main span, two lateral spans of 162 m and 84 m, as well as a 47 m navigation vertical clearance.

This paper presents the fundamental aspects of the design and construction of the new bridge, while more specific aspects are described in other papers.

PALABRAS CLAVE: puente atirantado, puente mixto, pilono único, aislador sísmico, núcleo de plomo, EoR.

KEYWORDS: cable-stayed bridge, composite bridge, single pylon, seismic isolator, lead-rubber bearing, EoR.

1. Antecedentes

El antiguo puente de Pattullo, abierto al tráfico en 1937, es una conexión vital sobre el río Fraser entre las ciudades de Surrey y New Westminster. Se trata de un puente arco metálico con dos carriles sin barrera intermedia entre sentidos de circulación que muestra claros signos de deterioro estructural y una importante falta de seguridad vial, no proporcionando la capacidad

adecuada frente al volumen de tráfico actualmente requerida entre ambos núcleos de población, Figura 1.

En 2019, se licitó el proyecto y la construcción de una estructura de sustitución entre tres participantes en un concurso restringido. Para ello, la propiedad preparó una licitación con todas las condiciones técnicas y contractuales que debían cumplirse, entre otras:



Figura 1. Situación de partida y cruces existentes sobre el Fraser

- Se especificó la vida útil mínima que debía alcanzarse para cada uno de los distintos elementos del puente antes de proceder a su sustitución
- El diseño debía ser conforme a los códigos canadienses de diseño de puentes (CAN CSA S6) más actuales, incluyendo todas las modificaciones de aplicación específicas estipuladas por el suplemento de la Columbia Británica.
- Debía cumplir con estrictos objetivos de desempeño sísmico definidos por la propiedad, bajo la clasificación de “puente vital”, proporcionando prestaciones post-sísmicas. Se debía diseñar para terremotos con una aceleración máxima del terreno de 6.50 m/s^2 para un periodo de retorno de 2475 años.
- Debía suministrar gálibos marítimos y soportar cargas de impacto que permitiesen el paso de futuros buques de hasta 60,000 toneladas de peso muerto (tipo 3ª generación Panamax), tras haber demolido el puente existente
- Proporcionar 4 carriles más anchos de 3.60 m con barrera central en la mediana, barreras laterales reemplazables y

arcenes, con previsión a una ampliación a 6 carriles en el futuro. A su vez, se debe incluir una acera multiusos (MUP) con una anchura mínima de 3.50 m para peatones y ciclistas, segregada del tráfico a ambos lados del puente por una barrera de seguridad, dotada de barandillas de seguridad de 3 metros de altura dispuestas en los bordes exteriores del puente.

Basándose en los requisitos funcionales, la complejidad de ejecución y el presupuesto total, se desarrollaron una amplia variedad de propuestas de puentes de gran luz para el cruce sobre el río Fraser, comparando todas las soluciones mediante una matriz de evaluación. Hubo que prestar especial atención a las restricciones impuestas por las estructuras existentes, en particular el puente ferroviario de 105 años de antigüedad situado aguas abajo y muy próximo a la traza, Figura 2.

Las condiciones geotécnicas constituían otro reto, al encontrarse estratos de sedimentos proclives a la licuefacción bajo condiciones sísmicas en la margen sur del río. La decisión final se decantó por un puente atirantado de un solo vano con un único pilono en el lado Surrey con una luz principal de 332 m (Figura 3).



Figura 2. Situación tras la construcción del nuevo puente de Pattullo

La puesta en servicio del nuevo puente se encuentra prevista para otoño de 2025. Mientras tanto, el puente existente se mantendrá en servicio, de manera que tan pronto como el nuevo puente esté plenamente operativo, el puente existente será demolido.

El 7 de febrero de 2020, el Gobierno de Columbia Británica encargó a la UTE adjudicataria, Fraser Crossing Construction General Partnership (FCCGP), el proyecto y la construcción del puente de reemplazo y el desmantelamiento de la estructura existente. El contrato, con un presupuesto de ejecución de 1377 millones de dólares canadienses (unos 960 millones de euros), incluye asimismo la construcción de nuevas conexiones viarias en los extremos del puente en los municipios de New Westminster y Surrey.

2.1 Responsabilidades

El consultor principal para el proyecto constructivo fue la consultora canadiense Hatch Ltd., que trabaja junto con sub-consultores especializados, entre los cuales se encuentra Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG, encargada no sólo del diseño estructural del puente principal y viaducto de Acceso Norte,

sino también encargada de actuar como ingeniero profesional registrado (*Engineer of record*, EoR) en el organismo provincial Engineers & Geoscientists British Columbia (EGBC). El EoR, además de asumir personalmente la responsabilidad sobre el diseño estructural, también es responsable de preparar los pliegos de prescripciones técnicas particulares pertinentes, comprobar el diseño y los planos de fabricación, supervisar la cualificación de del constructor y sus empleados, así como del proceso de certificación, donde ha de aprobar personalmente toda la documentación relevante.

2. Descripción del puente

2.1 Definición general

La longitud total del puente (incluido el viaducto de aproximación), de 1233 m desde el estribo N3 hasta el estribo SA, se divide en dos estructuras separadas por una junta de dilatación en el eje S3. El cruce principal es un puente de 770 m de longitud, que puede dividirse a su vez en los siguientes tramos:

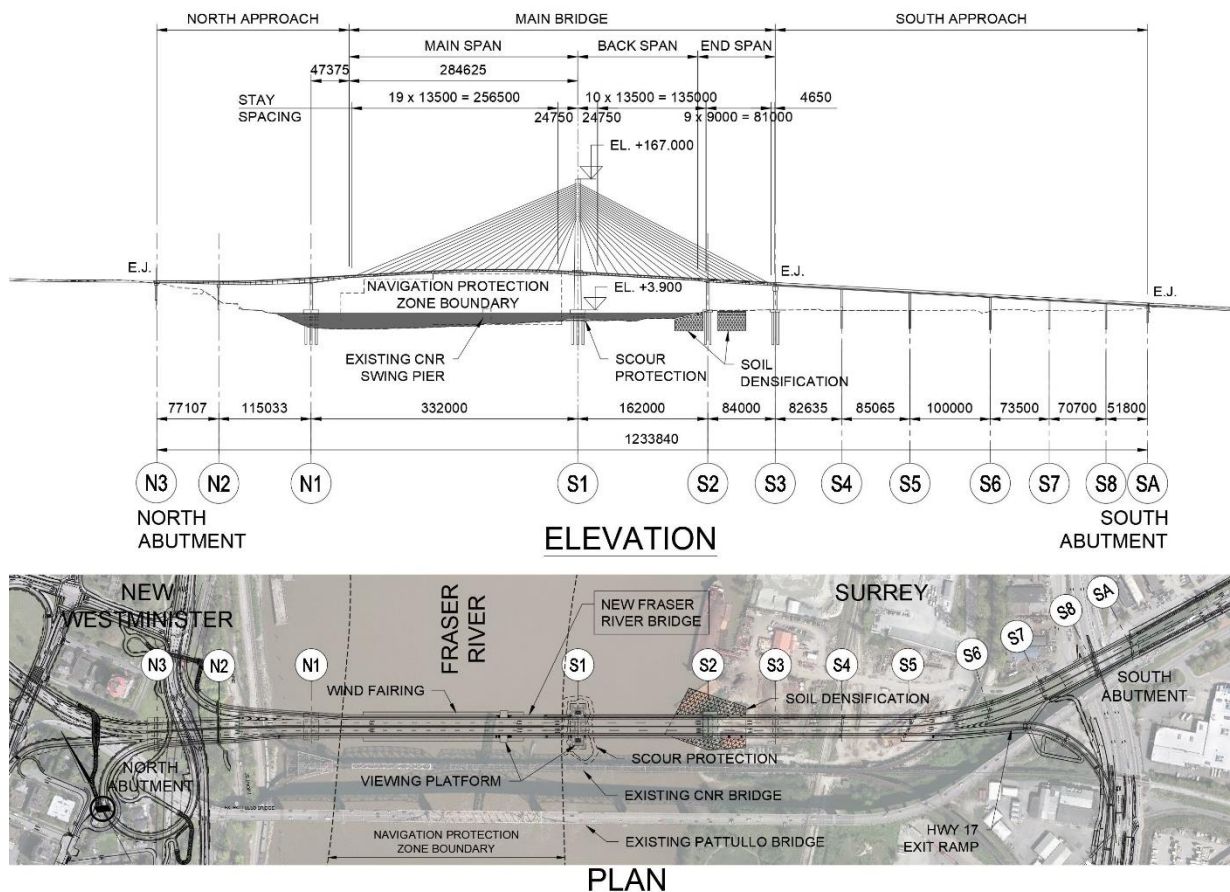


Figura 3. Alzado y planta del nuevo puente de Pattullo

- Un puente principal atirantado de 578 m de longitud (pilas N1 a S3) con una luz máxima de 332 m (N1 a S1), seguido del viaducto de aproximación Norte de 239 m de longitud (pilas N3 a N1), que incluye un voladizo de 47 m conectado monolíticamente a la luz principal.
- Una estructura de acceso al sur (denominada «Acceso Sur») de 463 m de longitud y seis vanos (pilas S3 a SA) junto con una estructura de acceso a la autopista 17 de 295 m de longitud y seis vanos (pilas SR1 a SRA)

Una única torre en forma de H (Figura 4) con fustes de hormigón armado y vigas riostra transversales postesadas entre alzados soporta el vano principal atirantado de 332 m, mientras que los vanos laterales son de 162 m y 84 m respectivamente. La junta de dilatación entre el

puente principal y el viaducto de Acceso Sur se encuentra en la pila S3.

Al norte, el puente principal está conectado monolíticamente al viaducto de Acceso Norte (Figura 4), cuya descripción es objeto de otra ponencia [3].

El trazado de la superestructura se compone de un acuerdo vertical convexo en el vano principal con una pendiente del 5.5% a ambos lados, un radio de curvatura en planta de 1.600 m y un acuerdo vertical cóncavo que continúa hacia el estribo Norte con una pendiente del 0.8%. El punto más alto del trazado se encuentra en el vano principal y se sitúa aproximadamente 53 m por encima del nivel medio del agua.

2.2 Sección transversal

Con respecto a la sección transversal del puente, en las Figuras 5 y 6 se muestran la disposición y

dimensiones de los carriles diseñados. La disposición inicial con cuatro carriles en el espacio comprendido entre planos de cables presenta las siguientes características:

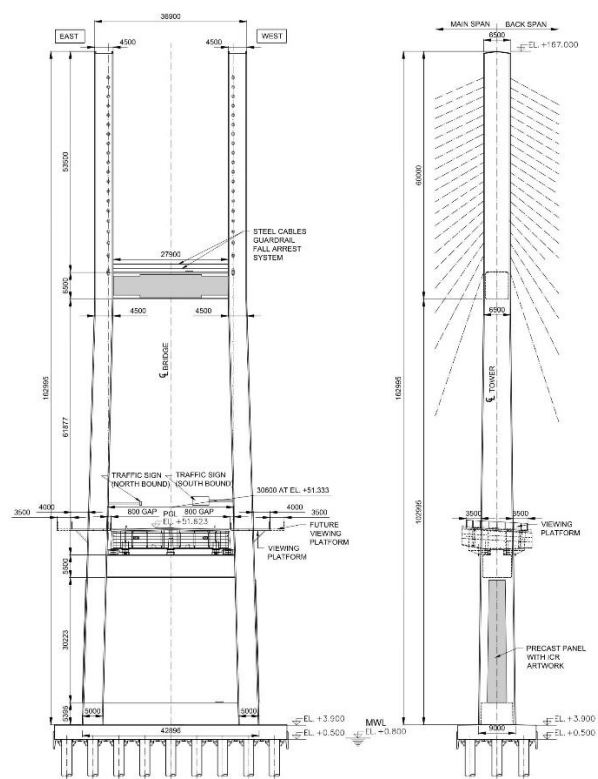


Figura 4. Alzado y perfil del pilono S1

- Una barrera de hormigón de 0.60 m de ancho y 0.81 m de alto para separar ambos sentidos de circulación,
- cuatro carriles de 3.60 m de anchura para el tráfico de vehículos (dos por sentido),
- Dos arcenes exteriores de 2 m de anchura (uno por sentido),
- dos carriles multiusos (MUP) de 3.50 m de ancho para ciclistas y peatones (uno en cada sentido) constituido por un carril bici de 1.80 m de ancho y un camino peatonal de 1.70 m; donde la segregación de los arcenes se lleva a cabo mediante barreras de hormigón prefabricado.

La sección transversal está diseñada para poder ser ampliada a futura configuración con seis carriles para la circulación de vehículos dentro de los planos verticales de los cables. Para ello, los dos carriles bici y peatonales de 3.5 m de anchura se reutilizarán como carriles de

circulación y se construirán a ambos lados dos nuevas aceras de 4 m de anchura en voladizo desde la estructura del tablero, fuera de los planos verticales de cables.

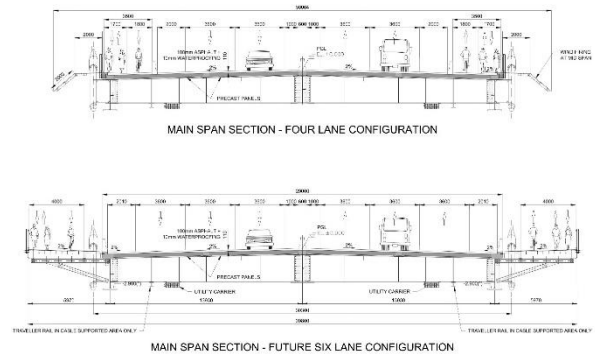


Figura 5. Sección transversal típica del tablero, para las configuraciones de 4 y 6 carriles

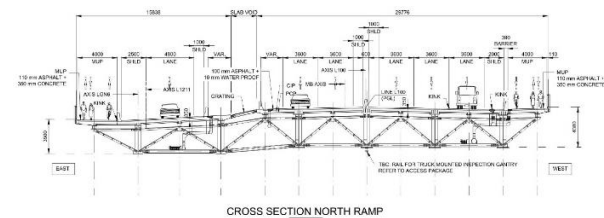


Figura 6. Sección transversal en el viaducto norte [3]

2.3 Superestructura

La superestructura es mixta, formada por un emparillado de vigas longitudinales y transversales de acero y una losa de hormigón armado (Figura 5). La estructura de acero está constituida por acero estructural de grano fino autopatinable y con unos límites elásticos mínimos de 350 MPa o 485 MPa. De acuerdo a los estándares norteamericanos de construcción de puentes, todas las uniones entre los diferentes elementos de acero son atornilladas. La losa de hormigón está formada por losas prefabricadas conectadas entre sí mediante juntas de hormigón in situ, utilizando para la totalidad de las armaduras acero inoxidable con 400 MPa de límite elástico. Sobre la losa se coloca a su vez una impermeabilización y por encima una capa de rodadura con un espesor total de 110 mm, de los cuales los 50 últimos mm son de mezcla bituminosa porosa.

2.4 Subestructura

La Figura 4 muestra la torre de hormigón armado de 167 m de altura en forma de H con dos vigas riostras transversales de hormigón postesado. Los fustes del pilono tienen una sección transversal rectangular hueca con esquinas achaflanadas que se inclinan hacia el centro con pendientes transversales de 2.42% y 2.91% en las caras interior y exterior respectivamente, mientras que la conicidad longitudinal de la sección tiene una pendiente de 1.21% a ambos lados. Las dimensiones de la sección transversal exterior de los fustes de los pilonos pasan de 9×5 m a nivel del encepado a 6.50×4.50 m inmediatamente antes de la riostra transversal superior; y por encima de esta cota, las dimensiones de la sección transversal exterior permanecen constantes y los fustes perfectamente verticales. Unas vigas transversales armadas doble T de acero, soldadas a los armarios metálicos, que se encuentran conectados a la sección de hormigón mediante pernos conectadores, sirven de medio para transmitir la carga de los tirantes en los fustes al pilono.

Por encima del encepado, un zócalo de 5.40 m de altura y 8 m de anchura, diseñado como una sección transversal de viga cajón, conecta y distribuye la mayor parte de las cargas desde los fustes de los pilones a los pilotes.

La cimentación de la torre consta de 27 pilotes en una disposición de 3×9 . Consisten en tubos de acero con un diámetro exterior de 2.50 m y espesores de pared de entre 35 mm y 55 mm, abiertos en la punta del pilote y que se hincan en los estratos de depósitos sedimentarios o en el lecho rocoso sedimentario meteorizado con longitudes de pilote de hasta 77 m. Con objeto de transferir las tensiones de acero al hormigón de los pilotes, y posteriormente sobre la gran superficie del encepado representada por unas dimensiones de $56.40 \times 19 \times 3.40$ m, los tubos de acero están provistos de tapones de hormigón

en los 11 m superiores adyacentes a la cara inferior del encepado.

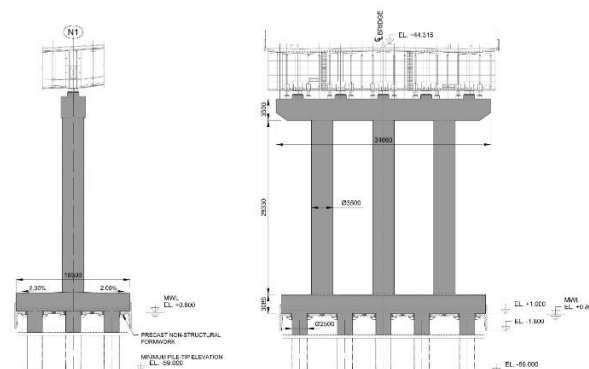


Figura 7. Pila N1

Las pilas del puente en los ejes N1 (Figura 7), S2 y S3 consisten en fustes de hormigón armado de sección circular maciza, con un diámetro de 3.50 m. Estas pilas también están cimentadas sobre encepados macizos y pilotes con camisas de acero con diámetros de 2.50 m y 2 m respectivamente y con longitudes de hasta 92 m. Las pilas de los ejes N3, N2 y S4-S9 tienen un diámetro de 1.80 m y empalman directamente con pilotes hincados de hormigón in situ de 2 m de diámetro (en el Acceso Norte) o con pilotes hincados de acero de 2 m de diámetro no rellenos de hormigón en su fondo en el Acceso Sur. Las cimentaciones de los pilotes en el río se encuentran protegidas contra la socavación por una escollera de unos 2.50 m de grosor provisto de tejido geotextil. Para las camisas metálicas hincadas de las cimentaciones de las pilas N1, S2, S3 y pilono S1 se eligió un acero API 5L grado X52, con 360 MPa de límite elástico. La resistencia característica de los hormigones en encepados, rellenos de camisas, pilas y pilono es 35 MPa para los dos primeros, y 45 MPa para los dos últimos.

2.5 Esquema de apoyos y aislamiento sísmico

El tablero está aislado sísmicamente de la torre y de las subestructuras de hormigón armado en dirección transversal mediante apoyos de neopreno con núcleo de plomo (*Lead Rubber Bearings*, LRB) y apoyos de neopreno estándar

guiados en sentido transversal. Estos apoyos llegan a tener diámetros de hasta 1.50 m y un espesor total de la capa elastomérica de hasta 375 mm. Mientras que el núcleo de plomo genera un alto grado de rigidez para cargas regulares como el viento, etc.; en caso de sismos importantes, el núcleo de plomo empieza a plastificar y la rigidez del apoyo queda determinada fundamentalmente por el material elastomérico, por lo que la rigidez se reduce considerablemente. Esto aísla la superestructura de las vibraciones del subsuelo, lo que aumenta los periodos naturales de vibración y reduce significativamente las cargas sísmicas dependientes de la masa movilizada. El ciclo de histéresis del núcleo de plomo también produce a su vez una gran amortiguación del sistema.

En todo el proyecto, se han diseñado un total de 98 aisladores sísmicos de 14 tamaños diferentes, con diámetros comprendidos entre 750 y 1500 mm. En algunas pilas los apoyos proporcionan capacidad de recentrado únicamente en el eje transversal del tablero, mientras que el movimiento libre en el eje longitudinal se consigue mediante la disposición de chapas deslizantes de acero inoxidable-teflón de bajo rozamiento en la parte superior de los mismos. En la torre, las fuerzas sísmicas longitudinales se transfieren a la subestructura de la propia torre mediante apoyos esféricos de gran capacidad orientados verticalmente entre el tablero y la riostra transversal de la misma torre, con movimiento sísmico libre permitido en la dirección transversal y vertical.

Las condiciones de diseño obligaban a cumplir criterios de comportamiento adicionales específicos para aisladores y dispositivos de disipación de energía, como se indica a continuación:

- Bajo el terremoto de 975 años de período de retorno, los apoyos de aislamiento pueden sufrir daños menores que pueden ser reparados bajo tráfico normal y no afectan el desempeño de los apoyos. También se

permiten desplazamientos residuales, pero deben ser lo suficientemente pequeños como para que el puente pueda permanecer abierto al tráfico normal.

- En el caso de un sismo con un período de retorno de 2475 años, los apoyos pueden sufrir daños moderados reparables si mantienen sus respuestas originales de carga-deformación y sus capacidades de desplazamiento. Los desplazamientos residuales se aceptan si los apoyos de aislamiento en la configuración desplazada tras el sismo todavía pueden alojar desplazamientos adicionales correspondientes a la mitad de su capacidad original debido a posibles réplicas.

Los apoyos de neopreno con núcleo de plomo utilizados para el puente principal y el viaducto de Acceso Norte, producidos por Mageba, se han fabricado principalmente en Italia. Para cada tamaño se ha ensayado dinámicamente un prototipo para comprobar la conformidad con los planteamientos de cálculo en lo que se refiere a la deformabilidad, histéresis y estabilidad alcanzadas bajo cargas sísmicas, aplicando dinámicamente las cargas correspondientes, de hasta 31 MN de carga vertical y aprox. 4 MN de carga horizontal con una deformación de aprox. 350 mm bajo una velocidad sinusoidal para simular el efecto del terremoto.

2.6 Sistema de atirantamiento

Los tirantes se distribuyen en dos planos perfectamente verticales y están dispuestos en configuración de «semi-harpa». Están formados por haces de 23 a 80 torones paralelos convencionales (*Parallel Strand System*, PSS) y pertenecen al sistema H-2000 suministrado por Freyssinet. Son de tipo Y1860-S7 de 0,62" (15,7 mm de diámetro y 150 mm² de área nominal) fabricados con alambre de acero de alta resistencia y carga de rotura mínima garantizada

a tracción de 279 kN. Los torones están provistos de una triple barrera contra la corrosión, constituida por una vaina individual de polietileno de alta densidad (PEAD) virgen extruida, 5-12 g/m de cera inyectada en los huecos entre la vaina y el torón, y una galvanización con una media de 260 gr Zn/m².

Los haces de torones que conforman cada tirante se colocan dentro de una vaina global de PEAD virgen coextrusionada de color gris claro RAL 7035, estable frente a la radiación ultravioleta y dotada de un resalto helicoidal para mejorar el comportamiento de los tirantes frente a vibraciones por lluvia y viento. En cambio, los tirantes temporales utilizados durante la construcción sólo necesitan una protección temporal contra la corrosión, por lo que no han sido dotados de triple barrera, aunque se encuentran protegidos contra la caída de objetos al estar contenidos en una vaina global de PEAD.

Los anclajes activos o regulables roscados, con carreras de 200 mm para los cables B1-B15 y M1-M15, y carreras de 300 mm para los cables B16-B20 y M16-M20, se encuentran a nivel de tablero, mientras que los pasivos se encuentran alojados dentro de cajones metálicos dispuestos a lo largo del fuste del pilono.

Se previó durante la fase de proyecto dejar los anclajes a media carrera para poder realizar, en caso de ser necesario, ajustes de la fuerza de los cables durante la ejecución sin que ello conllevara el desplazamiento de la mordida de las cuñas.

Dado que otros puentes atirantados de la región han tenido problemas con la nieve y el hielo, debido a desprendimientos de la capa de hielo que se forma alrededor de los tirantes y que caen desde los cables sobre la calzada, el cliente requirió un diseño donde los tirantes no se dispusieran sobre los carriles de circulación de vehículos, y donde fuera necesario prever un sistema de retirada de nieve o hielo. El sistema licitado prevé cadenas de acero deslizantes que

descienden a lo largo de los cables para retirar el hielo de forma controlada.

La inspección de los tirantes se llevará a cabo mediante plataformas montadas en los mismos, que podrá transportar hasta dos personas a lo largo de los cables y que también podrán utilizarse para realizar operaciones de mantenimiento como pequeñas reparaciones en las vainas de PEAD.

Los tirantes fueron diseñados de acuerdo con la norma PTI DC 45.1 - 18 «Recomendaciones para el diseño, ensayo e instalación de tirantes» [1]. En el diseño estático, se realizaron comprobaciones para los efectos combinados de axiles y de flexión.

Las vibraciones de los tirantes son objeto exhaustivo de otra ponencia [2], pero es necesario mencionar que todos los tirantes están provistos de amortiguadores internos de tipo hidráulico IRD tri-axiales, formados por tres pistones rotulados dispuestos alrededor del tirante y conectados al mismo por medio de un collarín metálico de compactación, y a la estructura por medio del llamado tubo guía, que se atornilla a los anclajes al tablero. Su diseño permite, mediante agujeros oblongos, el ajuste tanto para la configuración de tráfico de 4 como de 6 carriles mediante la rotación de los tubos guía alrededor de la cuerda. El sistema de amortiguamiento proporciona un decremento logarítmico mínimo del 4%, tanto dentro como fuera del plano del tirante.

2.7 Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación previstas en proyecto son de tipo modular, típicas en puentes de gran luz o aislados sísmicamente. Estas juntas son las más adecuadas para satisfacer los requisitos de estanqueidad y adaptarse a los rangos de movimiento previstos tanto en sentido longitudinal como transversal. Otros puentes locales de gran envergadura, como el puente Port-Mann y el puente Golden Ears, cuentan también con este tipo de juntas; así como el puente Pattullo existente.

Hay un total de 6 juntas de dilatación a lo largo del trazado del puente, situadas en las pilas N3, N2, S3, SA, SR1 y SRA, Figura 4.

Dadas las elevadas exigencias debidas al sismo, las juntas han de ser capaces de absorber grandes desplazamientos, lo que requirió de juntas modulares de tipo giratorio capaces de absorber movimientos significativos tanto en sentido longitudinal como transversal. Esto es primordial en el caso de la junta de dilatación situada en el eje S3, que ha de soportar una carrera de movimiento longitudinal de ± 1800 mm junto con ± 1200 mm en dirección transversal y ± 115 mm en vertical durante el sismo de 2475 años de periodo de retorno.

Las juntas de peine son incapaces de cumplir estos requisitos clave y su uso fue desechado durante la etapa de proyecto.

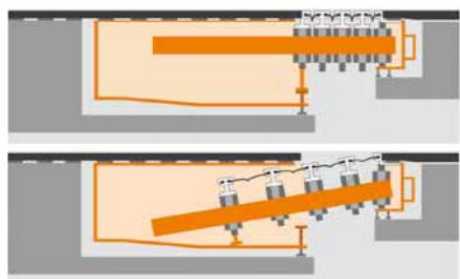


Figura 8. Fusible Tipo III dispuesto en las juntas de dilatación del puente de Pattullo

Las juntas, tipo MSM® Swivel Joist suministradas por Maurer Söhne, deben soportar desplazamientos sísmicos de 975 años sin sufrir daños, pero para los eventos sísmicos con periodos de retorno de 2475 años o superiores incluyen un mecanismo fusible que permite desplazamientos sísmicos que superan la carrera de la junta. De esta forma, en caso de activación, se limita el daño y la junta puede repararse fácilmente tras el terremoto, Figura 8.

Las juntas están diseñadas para una vida útil mínima de 40 años, con una vida útil requerida reducida de 15 años para piezas intercambiables, como juntas de sellado, deslizadores y muelles.

Se ha dotado a las juntas de un sistema de protección frente a la corrosión compuesto por 200 μ m de metalizado ZnAl 15 y 30 μ m de

sellado a base de óxido de hierro micáceo. La superficie superior de la junta está equipada con placas adicionales que reducen la emisión de ruido.

2.8 Geotecnia y sismicidad

El puente está situado en una región de alta sismicidad con condiciones de suelo significativamente variables a lo largo de su longitud.

La traza del puente principal (entre la torre S1 hasta la pila S3) comprende un relleno granular superficial (de 1 a 4 m de espesor), seguido por capas de madera descompuesta y limos arcillosos con materia orgánica en algunos lugares. Debajo se encuentran sedimentos aluviales que consisten generalmente en arena de grano fino suelta a compacta con capas de limo y/o arcillas/limos hasta 30-40 m de profundidad, sobre arcillas limosas y por debajo arenas y limos densos a muy densos. Finalmente, se encuentran areniscas débiles a profundidades de hasta 40-60 m por debajo del lecho del río. Asimismo, fue necesario dotar de protección frente a la socavación de 2.5 m de espesor a las cimentaciones situadas en el río. Como medida de precaución, se consideró un 50% de socavación local concomitante con los casos sísmicos.

Es de destacar la existencia de capas susceptibles a la licuefacción en el entorno del puente principal. Los efectos de este fenómeno se tuvieron en cuenta durante el diseño considerando situaciones tanto licuefactadas como no licuefactadas para los parámetros del terreno. El diseño también consideró variaciones del 50% y 200% de los parámetros de rigidez (curvas p-y) para tener en cuenta la variabilidad en la respuesta del terreno.

2.9 Acciones de viento

Wacker Ingenieure participó estrechamente con Leonhardt Andrä and Partner tanto en la fase de licitación como en la de redacción del proyecto

constructivo, siendo responsable igualmente de todos los estudios relativos a los efectos del viento durante la construcción. El alcance sus trabajos incluyó no sólo la determinación de las condiciones de viento aplicables en el emplazamiento del puente teniendo en cuenta el efecto del cambio climático, sino también el cálculo de las velocidades del viento y cargas equivalentes distribuidas y puntuales a aplicar en el modelo, así como la evaluación de la estabilidad global aerodinámica.

Durante dichos estudios se tuvieron en cuenta las diferentes configuraciones posibles de 4 o 6 carriles, y se diseñaron contramedidas aerodinámicas como carenados para reducir el efecto de las inestabilidades.

Los coeficientes estáticos (arrastre, sustentación y vuelco) para distintos ángulos de ataque y las derivadas de estabilidad de Scanlan de la superestructura y el pilono se determinaron en el túnel de viento de Birkenfeld, utilizando modelos seccionales a escala 1:100 contruidos a partir de madera y aluminio (Figura 9), y complementados con elementos impresos en 3D de difícil manufactura por medios tradicionales.

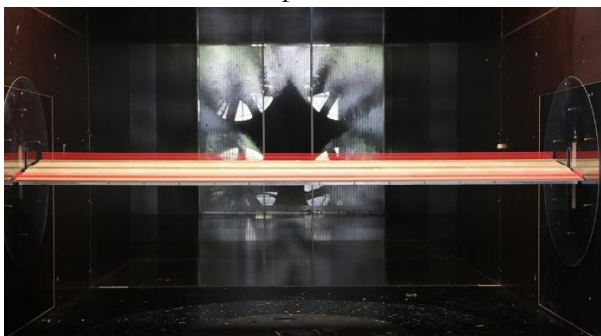


Figura 9. Modelo seccional a escala en túnel de viento, configuración de 6 carriles

A partir de estos valores característicos, se dedujeron las cargas de viento equivalentes que debían aplicarse para el diseño, tanto en la fase final como en la de construcción, y se realizaron comprobaciones relativas a la estabilidad como consecuencia del desprendimiento de torbellinos, los efectos de flexión pura debidos al galope y los movimientos combinados de torsión y flexión debidos al flameo, tanto de forma experimental como analítica.

Por último, según las condiciones contractuales, los resultados debían confirmarse en un modelo global a escala 1:150 del puente completo, incluidas las estructuras circundantes. También bajo la dirección de Wacker Ingenieure, estas pruebas se llevaron a cabo en las instalaciones del túnel de viento de Force Technology en Dinamarca (Figura 10), y finalmente confirmaron los resultados iniciales asumidos, así como la hipótesis de que las estructuras circundantes no influirían en las cargas y la estabilidad de la nueva estructura.



Figura 10. Modelo a escala 1:150 en túnel de viento

Agradecimientos

Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG agradece la colaboración a lo largo del proyecto por parte de Hatch Ltd., Fraser Crossing Partners, Wacker Ingenieure y Transport Investment Corporation, así como de los suministradores Freyssinet, Maurer Söhne y Mageba.

Referencias

- [1] Post Tensioning Institute (2018) *DC45.1-18: Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation*, Post Tensioning Institute
- [2] Walser, P., Novák, P., Alvado Benítez, V.. (2025) Aspectos particulares del proyecto del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser, *IX Congreso ACHE Granada 2025*:
- [3] Walser, P., Ruiz de Villa Valdés, A., Alvado Benítez, V., Rodríguez Salgado, Y. (2025) Pattullo Bridge Replacement Project: North Approach Viaduct *IX Congreso ACHE Granada 2025*: