

Aspectos particulares del proyecto del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser

Singular aspects of the new cable-stayed Pattullo Bridge over the Fraser

Peter Walser^a, Petr Novák^b, Víctor Alvado Benítez^c

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

^b Ing. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG. Ingeniero de Proyectos. petr.novak@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 proyecto del nuevo puente de Pattullo consta de una multitud de aspectos singulares a considerar durante el diseño que exceden el proceder habitual de cálculo o el alcance de la normativa canadiense. Se presentan tres de los aspectos más notables afrontados durante la redacción del proyecto y la ejecución, necesarios habitualmente en el proyecto de puentes atirantados y que han debido de ser cubiertos mediante estudios especiales.

ABSTRACT

The Pattullo Bridge project comprises many unique aspects to be considered during the design that are beyond the usual calculation procedures or exceed the scope of Canadian bridge design code. Three of the most notable aspects faced during design phase and construction, usually mandatory for cable-stayed bridge design and to be covered with special studies, are presented herein.

PALABRAS CLAVE: puente atirantado, voladizos sucesivos, vibraciones en tirantes, sismo.

KEYWORDS: cable-stayed bridge, free-cantilevering, stays vibrations, earthquake.

1. Control del proceso evolutivo

El puente de Pattullo está siendo ejecutado mediante el método de voladizos sucesivos, de manera simétrica y compensada respecto al pilono. Éste procedimiento requiere de un exhaustivo control durante todas las etapas de su ejecución, más si cabe para longitudes de voladizo como las afrontadas en proyecto, que superan los 280 m. Desde un punto de vista resistente, el control del proceso evolutivo pasa por la comprobación tensional de la estructura para todas las etapas de la construcción y todos los elementos resistentes.

La posible condición de desequilibrio entre voladizos obligó en fase de proyecto a disponer dos parejas de tirantes de retenida anclados tanto en la cimentación del pilono como en el vano lateral del tablero, a fin de limitar los esfuerzos en el fuste del pilono.

El ciclo típico y su descomposición en etapas se muestra en la Tabla 1. No obstante, durante la construcción han sido planteados múltiples cambios en el orden de ejecución de la secuencia, en aras de minimizar plazos o debido a incidencias de obra que obligaban a alterar el ciclo inicialmente previsto.

Tabla 1. Etapas del ciclo típico de construcción del tablero

Etapas	Descripción
1	Movimiento de avance del carro de izado
2	Instalación de vigas longitudinales, anclajes y torones de guiado
3	Movimiento de avance de plataformas inferior delantera y trasera
4	Instalación de vigas transversales
5	Instalación de carriles para carro de inspección y apuntalamientos provisionales
6	Movimiento de retroceso de plataforma inferior trasera
7	Posicionamiento de plataformas de acceso a tirantes ("hockey sticks")
8	Enfilado y tesado inicial de tirantes Este y Oeste
9	Desinstalación y traslado de plataformas de acceso a tirantes y equipo de tesado
10	Movimiento de avance de plataforma inferior trasera y conexión con plataforma delantera
11	Instalación de prelosas prefabricadas
12	Movimiento de retroceso del carro de izado (4.5 m)
13	Instalación de encofrados y ferralla en juntas entre paneles y sobre vigas de borde
14	Hormigonado de juntas
15	Curado de juntas
16	Retesado de tirantes Este y Oeste
17	Instalación de carenaje aerodinámico en vigas de borde

1.1 Control de carga

1.1.1. Cargas permanentes

Durante la fase de proyecto se contaba con los pesos teóricos de los elementos metálicos del emparrillado así como de la losa de hormigón armado, calculados de la manera más exacta posible.

Durante el proceso constructivo, se decidió actualizar el modelo de cálculo con los pesos reales tanto de los elementos metálicos como de las losas prefabricadas, obtenidos durante su izado a nivel de tablero mediante una célula de carga instalada a tal efecto en la grúa torre. Dichos pesos son contrastados, en caso de discrepancias, contra los calculados a través de la geometría de los planos de taller. En el caso del hormigón, se calcula su peso descontando el volumen de armaduras, y considerando una

densidad del hormigón endurecido obtenida mediante ensayos durante la prefabricación, que fueron tratados estadísticamente con objeto de obtener un valor característico para un intervalo de confianza del 99%, junto con el peso total de armaduras a colocar.

1.1.2. Sobrecargas de construcción

De igual forma, se realiza un control exhaustivo de las sobrecargas de construcción, que cobran una influencia significativa en el control del proceso evolutivo.

Las cargas correspondientes a los carros de izado, con un peso total de 180 t cada uno, plataformas delantera y trasera de 30 t y 20 t respectivamente, y demás acopios (bobinas, desbobinadoras, generadores, camiones de transporte, etc.) que habitualmente superan las 150 t en conjunto, se consideran para cada fase de construcción en su posición correspondiente, proporcionadas mediante un mapa de cargas.

1.2 Control geométrico

Se realizan replanteos topográficos de la geometría alcanzada en varias fases a lo largo del ciclo, a fin de establecer las correcciones pertinentes. Los replanteos topográficos se realizan bien durante las primeras horas del día, antes del alba, o a última hora de la tarde, bajo condiciones que garanticen minimizar el efecto de la inercia térmica del tablero y el pilono. Existen dos niveles de control geométrico:

- 1) Local, donde se controla únicamente la geometría de la nueva dovela en ejecución
- 2) Global, donde se controla la geometría alcanzada de todo el puente ejecutado hasta ese momento

Los puntos de control fueron marcados durante el montaje en blanco en taller, y son utilizados durante todo el control geométrico en obra. En las vigas longitudinales, los puntos de control se encuentran retranqueados 1 m respecto al eje de las uniones atornilladas, mientras que en las vigas transversales hay un

único punto de control en centro-luz de cada viga, como se muestra en la Figura 1.

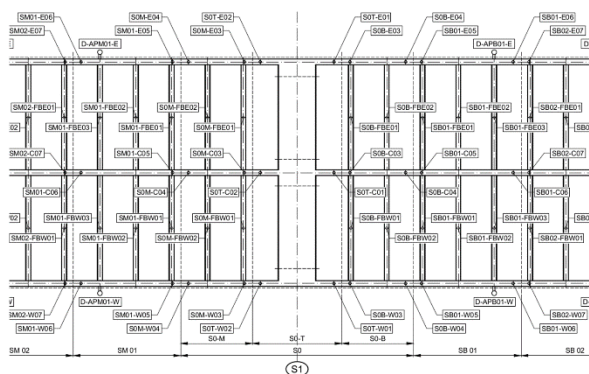


Figura 1. Puntos de control geométrico en las inmediaciones del pilono S1

Por otra parte, a lo largo del fuste del pilono se han dispuesto durante su construcción prismas topográficos en cada trepa, aproximadamente 50 cm por debajo de cada junta de construcción, lo que proporciona un punto de control cada 5 m aproximadamente.

1.2.1. Control local

El control local se realiza una vez las vigas longitudinales son izadas, posicionadas mediante el carro de izado individualmente y conectadas a la dovela anterior mediante uniones atornilladas con tornillos pretensados de calidad A325. A fin de realizar un ajuste geométrico durante esta etapa (etapa 2, Tabla 1), en primera instancia se colocan pines a efectos de alinear totalmente la unión, y se realizan correcciones de geometría hasta alcanzar los objetivos definidos para su instalación. Dichas correcciones consisten en desviaciones angulares respecto al eje de la unión, ampliando o reduciendo los espacios libres bien en la parte superior o bien en la inferior, aprovechando las holguras entre espigas y agujeros, así como las tolerancias de ejecución, permitiendo realizar durante la instalación de los elementos longitudinales un ajuste inicial de la geometría de ± 1 mrad.

Debido a las estrictas tolerancias establecidas para un control geométrico satisfactorio, ± 15 mm en el extremo del voladizo, una vez posicionadas las vigas el 75% del total de los tornillos en alas y el 50% de los

tornillos de almas se pretensan completamente, quedando el resto ajustados mediante el método del giro de tuerca (“turn-of-nut”) y siendo pretensados una vez se completa todo el emparrillado metálico. De esta forma, se bloquea el ajuste en geometría realizado. Mediante prismas instalados con imanes en punta de voladizo, se comprueba que las cotas se encuentran dentro de las tolerancias establecidas.

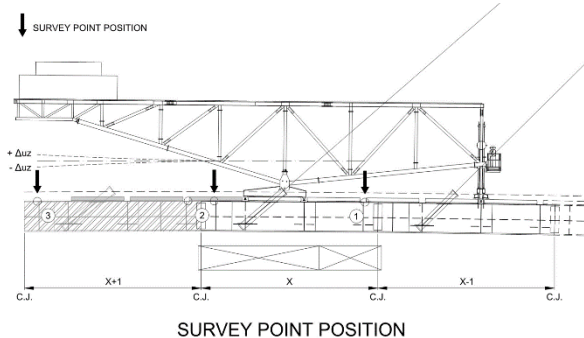


Figura 2. Control geométrico local del tablero

1.2.2. Control global

Una vez establecida la geometría de los elementos longitudinales y ejecutados todos los elementos metálicos de la dovela, así como en las etapas 8, 11, 12, 14 y 16 del ciclo típico, se realiza un replanteo topográfico global que incluye todos los puntos de control disponibles. Los puntos situados en juntas en hormigón in-situ se transfieren a cota de terminación del hormigonado. Sin embargo, el replanteo topográfico se proporciona a nivel del acero a fin de facilitar comparaciones frente a los resultados del modelo de cálculo. Asimismo, las fuerzas en los tirantes de la dovela en curso y la dovela anterior son obtenidos mediante lectura de las células de carga dispuestas en el torón maestro o mediante levantamiento de cuñas con gato monofilar.

Los resultados obtenidos durante la etapa 16 determinan las correcciones a introducir durante el control local, así como los posibles ajustes en la fuerza inicial de los tirantes a realizar durante la fase 8.

Por otra parte, los restantes guían las correcciones durante el retesado de tirantes, materializadas mediante ajustes en la elongación

objetivo del tirante, que determinan la geometría finalmente alcanzada de la dovela e influyen en las correcciones para las dovelas siguientes. Dada la magnitud de las elongaciones, no se prevé el uso de gatos multifilares en ningún momento del avance en voladizo.

Para casos o maniobras singulares, se controla la fuerza en los cinco cables más próximos al frente del voladizo por cada lado. En proyecto se planteó la posibilidad de realizar dichos controles mediante acelerómetros, aunque en obra se decidió acometer dichos trabajos con gatos unifilares y levantamiento de cuñas.

1.2.3. Análisis

Una vez obtenida la geometría alcanzada en la etapa en curso, fuerzas en tirantes, posición de las sobrecargas y pesos de cargas permanentes, se introduce toda la información en el modelo de cálculo para la etapa y esquema estático correspondiente.

Asimismo, se ajustan las rigideces en los elementos de hormigón en base a los resultados obtenidos en replanteos anteriores, y se corrigen los módulos elásticos de los tirantes con la rigidez secante a partir de la carga de fase en curso y la anterior. El análisis, que tiene en cuenta las contra-flechas introducidas durante la fabricación de los elementos metálicos, proporciona tanto la geometría objetivo, que es contrastada contra la realmente alcanzada en obra, así como los esfuerzos de cálculo a considerar.

El modelo de cálculo recoge todas las fases constructivas del tablero, 568 en total, estando la construcción del pilono contenida en otro modelo separado. El ciclo típico se ha representado para la totalidad de las dovelas, incluyéndose asimismo otras etapas como la instalación/desinstalación de tirantes de retenida, bloqueos, empujes longitudinales del tablero, retracción y fluencia, etcétera.

Las fuerzas teóricas a alcanzar en tirantes se comparan con los resultados proporcionados

por el suministrador del sistema de atirantamiento, y que tienen una tolerancia de acuerdo con de $\pm 5\%$ respecto al valor teórico [1].

Los resultados, por norma general, muestran una buena correlación entre modelo de cálculo y la realidad medida, ver Figura 3.

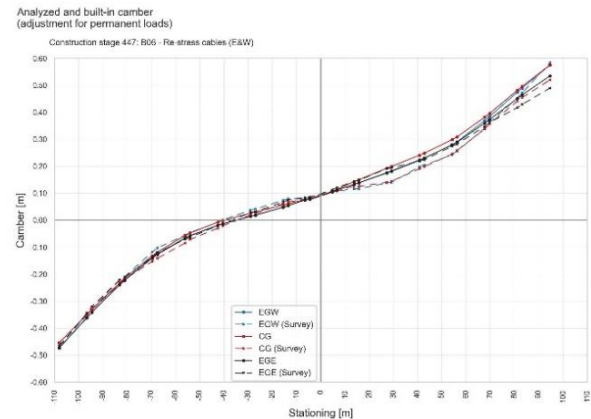


Figura 3. Resultados del control geométrico en fase 447 – retesado de tirantes, dovela SB-06

Las correcciones geométricas se establecen proyectando la geometría alcanzada en la dovela en curso hasta el cierre, teniendo en cuenta tanto el efecto de las desviaciones angulares introducidas en los elementos longitudinales como la geometría debido a posibles cambios en el tesado inicial o retesado de tirantes.

2. Análisis sísmico en situación de servicio

A fin de realizar un análisis sísmico basado en un cálculo paso a paso en el tiempo, se desarrolló un modelo de cálculo paralelo basado en el modelo global utilizado en el diseño estático, ver Figura 4.



Figura 4. Vista del modelo de cálculo

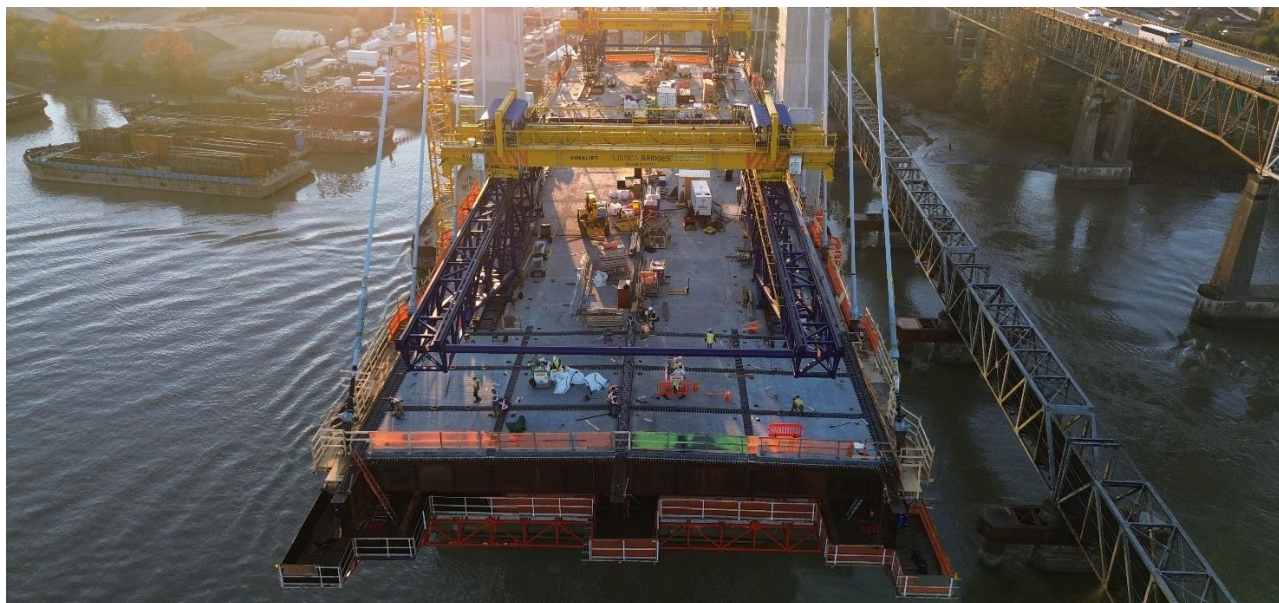


Figura 5. Vista del proceso de avance en voladizo durante la instalación de prelosas

Sin embargo, este modelo sustituye el emparrillado tridimensional original por una única viga, dado el elevado número de elementos a calcular y post-procesar.

Todos los elementos eliminados se sustituyen por masas traslacionales y rotacionales, aplicadas en los nodos correspondientes. El modelo incluye, al contrario que para el dimensionamiento estático, el viaducto de aproximación (“South Approach”) en su totalidad, ver Figura 4.

Otra dificultad añadida al análisis es la imposibilidad de realizar un análisis no lineal en régimen de grandes desplazamientos con 7 grados de libertad para elementos tipo viga, siendo los seis primeros los desplazamientos y giros coordenados, y el séptimo el alabeo. Se comprobó que los modos y frecuencias propias obtenidos sin dicho grado de libertad eran distintos a los del modelo global original o los del modelo de cálculo dinámico con dicho grado de libertad activo. Es por ello que, dada la necesidad de realizar el análisis bajo condiciones de grandes desplazamientos y la imposibilidad de realizar dicho análisis con 7 grados de libertad, se procedió, de manera simplificada modificando la inercia a torsión de los elementos viga y prescindiendo del séptimo grado de

libertad. El ajuste entre modelos puede observarse en la Tabla 2, donde se comparan las frecuencias propias para los modos más significativos del sistema.

El comportamiento de las cimentaciones fue tratado con la máxima rigurosidad posible, incluyendo las curvas p-y de comportamiento para cada nodo de los pilotes. Asimismo, se estudiaron escenarios con ausencia o no de licuefacción o erosión, y para cada escenario se analizaron 15 juegos de acelerogramas para los tres ejes coordenados, teniendo cada nodo su propio acelerograma en función de su cota, propiedades geotécnicas, etc., ver Figura 6.

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo se modelan mediante juegos de muelles en las tres direcciones, de forma que el comportamiento previo a la plastificación y posterior a la misma se representen en el modelo. Tanto el elastómero como el núcleo de plomo se modelan independientemente, el primero mediante su rigidez a corte y el segundo mediante una rigidez equivalente obtenida tras idealizar los ciclos histeréticos fuerza-desplazamiento del aislador con un modelo bilineal.

Se introdujo el efecto de la fisuración de manera simplificada reduciendo las rigideces a

flexión de los elementos viga que contienen componentes de hormigón. La reducción de rigideces viene dada por los resultados obtenidos en un análisis modal espectral inicial, que sirve de base para el dimensionamiento estructural. De acuerdo con las curvas momento-rigidez, se proporciona un factor de reducción a cada elemento, de acuerdo con su nivel tensional.

Tabla 2. Comparativa de frecuencias entre modelo original con 7 GDL y modelo con 6 GDL e inercia modificada a torsión.

Modo	Descripción	n_{tablero} (Hz)	$n^{(*)}_{\text{tablero}}$ (Hz)
1	Flexión vertical tablero	0.26	0.26
2	Flexión vertical tablero	0.32	0.32
3	Flexión transversal tablero	0.32	0.32
4	Flexión vertical torre	0.38	0.38
5	Flexión transversal vano de retenida	0.46	0.46
6	Flexión vertical tablero	0.47	0.47
7	Torsión tablero	0.49	0.50
13	Torsión tablero	0.70	0.71

El esquema de integración utilizado fue del tipo HHT- α , con un paso de tiempo de 0.005—0.01 s. La decisión de un paso de tiempo tan pequeño vino condicionada por la división de los acelerogramas, 0.04 s, y las dificultades de convergencia del sistema con pasos de tiempo mayores.

Los resultados de este análisis fueron contrastados contra los realizados en etapas preliminares del proyecto, donde las cimentaciones se representaban de manera simplificada mediante sus matrices de rigidez, y se consideraron límites superiores e inferiores de rigidez tanto del suelo como de las propiedades de los aparatos de apoyo, dadas las incertidumbres respecto a las propiedades de diseño durante esa etapa de proyecto. Por otra parte, dichos resultados sirvieron de comparación con el análisis modal espectral inicial. De manera general, se pudo concluir que

los resultados del análisis modal espectral quedaban del lado de la seguridad.

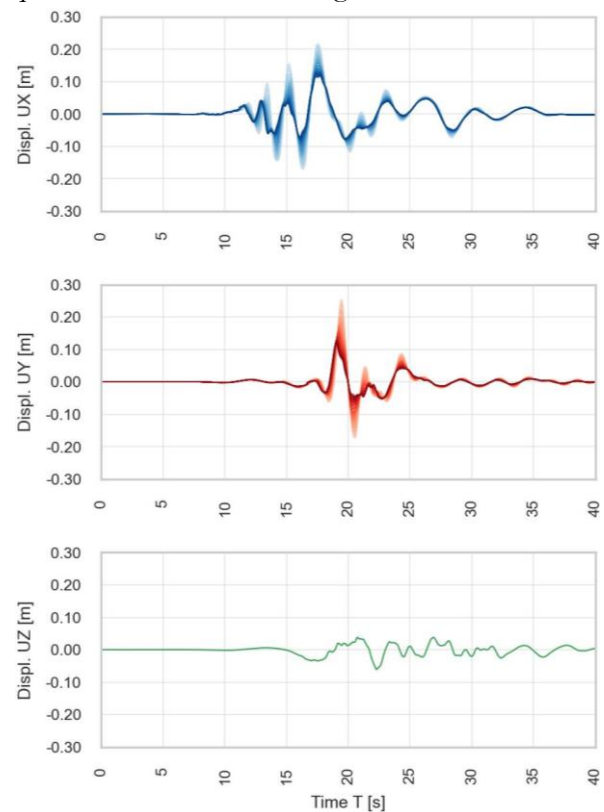


Figura 6. Acelerogramas usados a distintas cotas para un juego particular, en Pilono S1.

3. Estudios singulares del sistema de atirantamiento

Los tirantes fueron diseñados de acuerdo con la normativa [1]. En el diseño estático, se realizaron comprobaciones para los efectos combinados bajo axil y flexión. Para evitar el deslizamiento de las cuñas fuera de las placas de anclaje, las fuerzas mínimas de los tirantes en todos los casos y combinaciones de carga pésima se limitaron al 10% de la tensión en el tirante para la carga muerta. Durante la construcción se prevén fuerzas bajas de los cables, de manera que para mantener las cuñas en su sitio se disponen placas de retención y el primer tesado se realiza con un clavado de cuñas mediante impacto.

Dada la longitud máxima de los tirantes, en torno a 300 m, y su bajo amortiguamiento intrínseco, fue necesario realizar un análisis dinámico exhaustivo, ya que hay una serie de

mecanismos que pueden provocar vibraciones en los cables inducidas por el viento que tienen un impacto significativo en las demandas de amortiguación, a saber:

- Desprendimiento de torbellinos en la estela del cable
- Desprendimiento de torbellinos en la estela de un obstáculo a barlovento del cable
- Galope seco o galope con hielo
- Bataneo
- Vibraciones debidas a viento-lluvia
- Excitación dinámica (paramétrica y externa)

Las bases de diseño establecían en primera instancia un amortiguamiento adicional del 4% para todos los cables. Dichos requisitos fueron revisados durante la fase de diseño, al resultar insuficiente para ciertos cables que, dadas sus características, eran especialmente vulnerables a estos fenómenos.

Las comprobaciones relativas a vibraciones debidas a viento-lluvia se realizaron de manera simplificada de acuerdo al criterio de Irwin, recogido en las recomendaciones de la FHWA [4], así como mediante el procedimiento semi-analítico de Schwarzkopf y Sedlaeck [2], modificado con las recomendaciones de Denoël et al., fijando el número de Scruton con un valor mínimo de $Sc=10$, dada la posibilidad de que las protuberancias helicoidales sean dañadas por el sistema de deshielo a partir de cadenas. Por otra parte, se limitan las amplitudes relativas (definidas como el cociente entre la amplitud de vibración durante la inestabilidad debida a viento y lluvia y el diámetro del tirante) a un valor máximo de $y/D = 0.5$, de forma que se garantice el confort de los usuarios frente a vibraciones.

El desprendimiento de torbellinos se estudió mediante el proceso iterativo recogido en el Eurocódigo [2], así como por el criterio de la FHWA [4]. Se obtienen amplitudes normalizadas muy moderadas (inferiores a 0.1), que indican la baja probabilidad de desprendimiento de torbellinos y la suficiencia

del amortiguamiento intrínseco frente a dicho fenómeno, salvo en casos aislados de un número muy reducido de tirantes.

Tras examinar la inestabilidad por galope seco, se llegó a la conclusión de que todos los cables eran vulnerables si sólo se tenía en cuenta el decremento logarítmico intrínseco de los tirantes, proporcionando un límite inferior de la amortiguación adicional necesaria.

El galope bajo acumulación de hielo se analiza bajo la premisa de ser un caso accidental en el que el sistema de deshielo se encuentra fuera de servicio. Se establecen dos escenarios: medio cable congelado, y cable completamente congelado. En el análisis, se consideró un decremento logarítmico intrínseco del 0.6%, obteniéndose velocidades críticas superiores a los 50 m/s, muy superiores a las previstas en proyecto, por lo que se descartó esta inestabilidad. Por la misma razón se descartó el galope en estela.

Los fenómenos decisivos para la amortiguación adicional fueron la excitación paramétrica y externa de los anclajes de los tirantes debida a los movimientos del tablero bajo la acción del viento. Dado el bajo amortiguamiento intrínseco habitual en tirantes, un pequeño desplazamiento armónico vertical del tablero puede inducir amplitudes de vibración significativas en los tirantes, ver Figura 7, en función de la relación entre la frecuencia del movimiento y las frecuencias fundamentales del propio tirante.

Este caso de excitación dinámica es especialmente complejo, al no poder independizarse el estudio del tablero del de los tirantes, estando las vibraciones de ambos acopladas. Sin embargo, este fenómeno puede descomponerse según dos proyecciones del movimiento:

- dirección contenida en el plano del cable y perpendicular a la cuerda (excitación “externa”),
- dirección longitudinal de la cuerda (excitación “paramétrica”)

Una distinción crítica entre ambas excitaciones es que la llamada “externa” puede ser mitigada mediante un incremento del amortiguamiento total del sistema, habitualmente mediante la disposición de amortiguadores externos al tirante, mientras que la excitación “paramétrica” no se ve significativamente afectada por un incremento de amortiguamiento, cuyo único efecto es el de aumentar ligeramente el umbral de desplazamiento del anclaje necesario para producir la aparición del fenómeno, permaneciendo las amplitudes de vibración prácticamente constantes.

Durante la redacción del proyecto, se identificaron varios tirantes, con longitudes comprendidas entre 170 y 300 m, susceptibles a fenómenos de resonancia externa o paramétrica, estando situadas sus frecuencias fundamentales en $\pm 20\%$ de las del tablero (límite establecido en [3]), como se muestra en la Tabla 3. Se comprobó que el caso determinante era la excitación “externa” en los anclajes, por lo que una solución mediante amortiguadores podía ser utilizada.

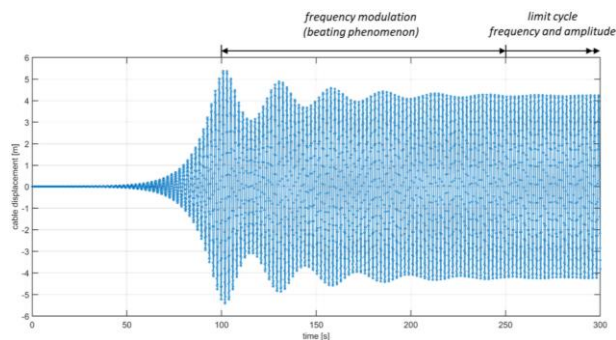


Figura 7. Excitación paramétrica del tirante M20 (máx. 5m) para desplazamiento impuesto de 20 cm

Una vez identificados los tirantes vulnerables, se construyó un modelo de elementos finitos con el fin de obtener las máximas amplitudes de vibración tanto sin contramedidas como con amortiguadores externos de tipo hidráulico. En el modelo se tuvieron en consideración tanto los efectos no-lineales debidos a las ecuaciones constitutivas de los materiales, como las no-linealidades de tipo geométrico.

El proceso de comprobación de los tirantes ante el problema de excitación de un anclaje pasa por evaluar la máxima amplitud impuesta esperable de excitación, la cual se obtuvo del modelo de cálculo global para cada anclaje objeto de estudio. Una vez conocido este valor, se realizaron las comprobaciones relativas al comportamiento de los tirantes susceptibles, en general de forma simultánea según los tres ejes coordenados. En general, no existen vibraciones impuestas en los anclajes en la dirección del eje longitudinal del tablero con lo que las oscilaciones forzadas introducidas se limitan al eje vertical y al eje perpendicular al plano del cable.

Tabla 3. Tirantes en riesgo de resonancia (primer modo de vibración).

Cable	Modo	n_{tablero} (Hz)	n_{tirante} (Hz)	$n_{\text{tablero}}/n_{\text{tirante}}$ (-)
M10	14	0.723	0.809	0.894
M11	14	0.723	0.756	0.956
M12	14	0.723	0.708	1.021
M20	5	0.443	0.489	0.906

La comprobación de excitación de anclaje se realizó para un rango de frecuencias que cubría tanto situaciones de resonancia como próximas a la resonancia, entre valores del 80% y 120% de la primera frecuencia del tirante.

El resultado de esta comprobación, en general en el centro del tirante, es el desplazamiento máximo frente a las oscilaciones impuestas, que se compara con un valor máximo admisible.

En el esquema de cálculo se procede por etapas, estableciendo en primer lugar el equilibrio para la geometría deformada de acuerdo al efecto de las cargas estáticas (peso propio y carga del tirante), que se toma posteriormente como situación de partida para un cálculo dinámico paso a paso en el tiempo, donde se aplican desplazamientos armónicos con frecuencia angular igual a la primera frecuencia natural del cable en el extremo

inferior del tirante, permaneciendo el superior fijo. El comportamiento del amortiguador se representa mediante el acoplamiento en serie de un muelle, que representa la rigidez a flexión del soporte, con una cadena de Kelvin-Voigt que representa la rigidez y amortiguamiento del amortiguador hidráulico y está conectada a un nudo del cable. La rigidez del soporte fue obtenida mediante un modelo local paralelo del propio cuerpo de los anclajes y comprobada analíticamente mediante modelos viga simplificados. La introducción de las rigideces del conjunto es necesaria para poder acotar adecuadamente la pérdida de eficiencia del amortiguador. Por último, el modelo permitió introducir holguras en el comportamiento de los pistones para reproducir posibles fallos de montaje y tolerancias en el sistema de amortiguamiento, con el fin de obtener límites superiores de la amplitud de las vibraciones.

Los resultados del modelo de elementos finitos se comprobaron en base a formulaciones analíticas que recurren a la resolución de ecuaciones diferenciales no lineales, y se contrastó contra estudios realizados en otros puentes atirantados disponibles en la literatura técnica, confirmando la bondad de los resultados. La necesidad de utilizar soluciones no lineales viene determinada por la imprecisión de la solución lineal recogida en la normativa, cuya validez se limita a amplitudes muy reducidas de oscilación forzada y sobreestima la respuesta para los casos habituales de estudio.

Por otra parte, se llevó a cabo un estudio en paralelo al suministrador a efectos de definir las curvas decremento logarítmico-constante viscosa para todos los amortiguadores y determinar las constantes viscosas óptimas que proporcionan un mayor amortiguamiento en el primer modo de vibración, que sirvió asimismo como contraste independiente respecto al propio estudio del suministrador.

Una limitación adicional a la hora de establecer las constantes viscosas necesarias fue la condición de que todos los amortiguadores

quedaran al mismo nivel sobre la cota de tablero. Al ser la relación entre la posición del amortiguador x_a (dependiente a su vez del ángulo del tirante) y la longitud de la cuerda L un parámetro determinante en su dimensionamiento, esta situación condujo a valores diferentes de la constante viscosa para cada amortiguador, obligando a seleccionar un valor reducido de constantes para homogeneizar el diseño de los pistones.

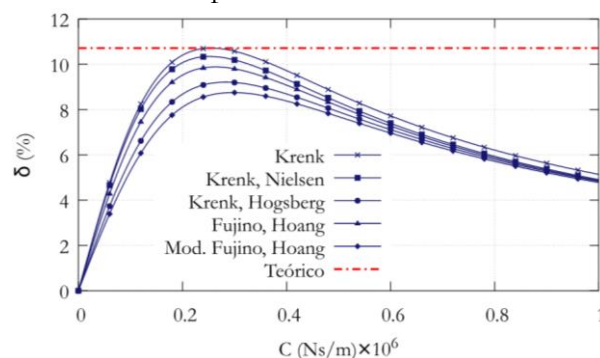


Figura 8. Curva de amortiguamiento-constante viscosa calculada correspondiente al cable M20

De igual forma, se estudiaron distintas configuraciones del sistema de pistones del amortiguador y su constante viscosa equivalente, pasando de una configuración en “estrella” con tres pistones a 120° a una configuración en “K”, con dos pistones inclinados 30° respecto al horizonte, efectivos tanto para movimientos en el plano del tirante como fuera de él, y un pistón vertical cuyo efecto se limita a las vibraciones contenidas en el plano del tirante, de manera similar a la configuración elegida en la ampliación del puente de Rande.

El análisis confirmó que para desencadenar inestabilidades paramétricas eran necesarios movimientos del anclaje en la dirección de la cuerda muy superiores a los esperados de acuerdo al análisis modal. En cambio, los movimientos verticales esperados podrían inducir excitación externa, y el fenómeno habría de ser mitigado por medio de amortiguadores.

De acuerdo a la normativa [1], las amplitudes para las cuales el sistema de amortiguamiento ha de comenzar a proporcionar amortiguamiento (A_0), y a

proporcionar el amortiguamiento mínimo definido (A_1) no serán superiores a los siguientes valores:

- $A_0 \leq L/5000$ o $A_0 \leq L/(2000N)$
- $A_1 \leq L/(1000N)$

siendo N el modo de vibración considerado. La normativa contempla por tanto niveles variables de amortiguamiento para distintas amplitudes, comportamiento típico de amortiguadores de fricción. Por contra, el suministrado es de tipo hidráulico, proporcionando un amortiguamiento constante e independiente de la amplitud de vibración. Es por ello que, de acuerdo a las recomendaciones del suministrador Freyssinet y en base a experiencia de proyectos previos, se establecieron los siguientes límites superiores de amplitud de oscilación para distintas situaciones de diseño:

- 4D para un viento con periodo de retorno $T=100$ años
- 2D para un viento con periodo de retorno $T=10$ años

Asimismo, se decidió que la amplitud de funcionamiento del amortiguador definida en la normativa (A_1) está referida a un periodo de retorno de 10 años, mientras que, para condiciones con periodos de retorno mayores, cabía la posibilidad de relajar los requisitos a valores similares a los establecidos en otras normativas de referencia. De esta forma, se establecieron los siguientes límites para las amplitudes de vibración del primer modo, compatibilizando los criterios del suministrador y de la normativa [1, 5]:

- $A \leq \min(2D; L/500)$ para $T=100$ años, pudiendo ser excedida de manera excepcional hasta 4D
- $A \leq \min(D; L/1000)$ para $T=10$ años, pudiendo ser excedida de manera excepcional hasta 2D

Para los casos de estudio, las limitaciones anteriores se traducen en las amplitudes mostradas en la Tabla 4.

Bajo estos criterios se establecieron requisitos de amortiguamiento en términos de

decremento logarítmico entre 4% y 7% para todos los tirantes, mientras que el realmente proporcionado por el sistema se encuentra comprendido entre 6% y 9%. El estudio permitió asimismo definir y estandarizar la constante viscosa de todos los amortiguadores, facilitando su fabricación.

Tabla 4. Límites de amplitud máxima.

Cable	L (m)	D (mm)	$A_{lim,10}$ (mm)	$A_{lim,100}$ (mm)
M10	169.5	200	170	340
M11	182.6	200	183	386
M12	195.9	200	196	392
M20	304.5	250	250	500

Agradecimientos

Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG agradece la colaboración a lo largo del proyecto por parte de Hatch Ltd., Fraser Crossing Partners, y Transport Investment Corporation

Referencias

- [1] Post Tensioning Institute (2018) DC45.1-18: Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation, Post Tensioning Institute
- [2] European Committee for Standardization (2005) *EN 1991-1-4:2005 + AC:2010 Eurocode 1. Actions on structures– Part 1-4: Wind actions*
- [3] European Committee for Standardization (2006) *EN 1993-1-11:2006 + AC:2009 Eurocode 3. Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- [4] Kumarasena, S., Jones, N. P., Irwin, P., Taylor, P. (2007) *FHWA-RD-05-083 Wind-Induced Vibration of Stay Cables*, Federal Highway Administration.
- [5] Fédération internationale du béton (2019) *Bulletin 89 - Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*, fib (Fédération internationale du béton)