

Diseño nuevo puente de ferrocarril sobre el río Biobío en la ciudad de Concepción, Chile

Desing of the new railway bridge over Biobio river in the city of Concepción, Chile

Miguel Rupérez Astarloa^a, Alberto Curbelo Díaz^b, Guillermo Blanco Fernández^c,
Ginés Ladrón de Guevara Méndez^d, Rafael Guillén Carmona^e, Rafael Batista Terrones^f

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA). Jefe de Proyectos. miguel.ruperez@mc2.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA). Jefe de Proyectos. alberto.curbelo@mc2.es

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA). Jefe de Proyectos. guillermo.blanco@mc2.es

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA). Director de Proyectos. gines@mc2.es

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Jefe Estructuras Obra Civil Central. rguillen@sacyr.com

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Jefe Oficina Técnica. rbatista@sacyr.com

RESUMEN

El nuevo puente sobre el río Biobío entre las ciudades de Concepción y San Pedro de La Paz (Chile) de 1881 m de longitud se dispone de forma paralela al puente existente y se encuentra condicionado por la presencia de éste, en particular porque constriñe la posición de las pilas de acuerdo a criterios de mecánica fluvial. El nuevo puente, aunque de vanos moderados de entre 30 y 45 m, debido a su importante longitud y especialmente por los condicionantes sísmicos de la zona, requiere de dispositivos de aislamiento y elementos de seguridad frente a movimientos grandes que garanticen un correcto desempeño sísmico. Adicionalmente se ha analizado la posibilidad de suprimir el uso de aparatos de dilatación de vía.

ABSTRACT

The new bridge over the Biobío River between the cities of Concepción and San Pedro de La Paz (Chile), 1881 m long, is arranged parallel to the existing bridge and is conditioned by its presence, in particular because it constrains the position of the piers according to river mechanics criteria. The new bridge, although with moderate spans between 30 and 45 m, due to its significant length and especially the seismic conditions of the area, requires isolation devices and safety elements against large movements that guarantee correct seismic performance. Additionally, the possibilities of eliminating the use of track dilation devices have been analysed.

PALABRAS CLAVE: puente, ferrocarril, cajón mixto, sismo, aislador, socavación

KEYWORDS: bridge, railway, composite girder, earthquake, isolator, undermine

1. Introducción

El Puente Ferroviario Biobío preexistente, que se encuentra ubicado en Concepción, cruza el Río Biobío y conecta las localidades de Concepción y San Pedro de La Paz (ver Figura 1). Construido en 1889, en su momento fue el primer puente de ferrocarril que permitía la

conexión de ambas riberas del río en esa zona. El puente, a lo largo de su dilatada vida en servicio, ha sido objeto de diversas actuaciones para permitir el paso de ferrocarriles más actuales, con mayores pesos por eje y con diversos tipos de tracción. También han sido

necesarios trabajos de reparación de diverso alcance debido a daños en la estructura. Aunque las operaciones de mantenimiento y reparación realizadas han permitido mantener el puente en servicio en condiciones de seguridad, debido a

que se trata de un puente de vía única de ancho muy estricto, y por los futuros requerimientos de capacidad, ha sido necesario llevar a cabo el diseño y construcción de un nuevo puente acorde a los criterios normativos más recientes.

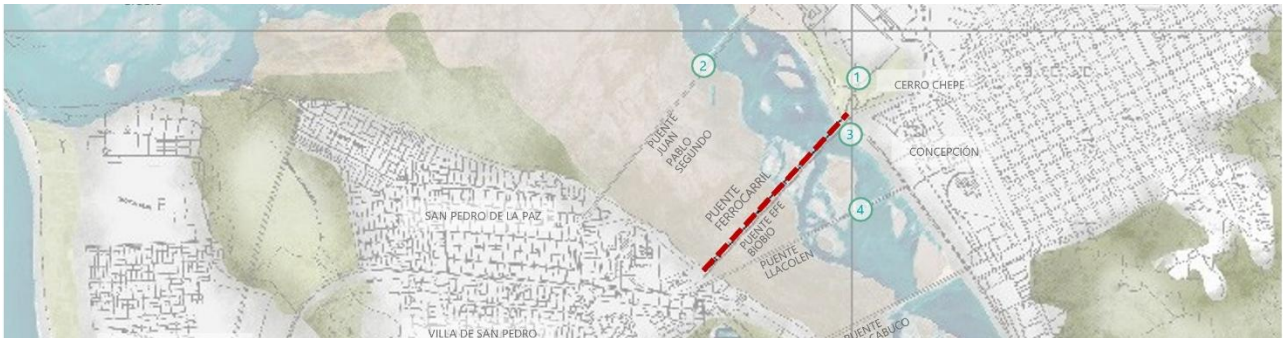


Figura 1. Ubicación puente de ferrocarril Biobío

2. Diseño del puente

2.1 Concepción general

El puente ferroviario existente está formado por una sucesión de 62 vanos de luces entorno a los 30 m a excepción de los dos vanos iniciales en la zona de Concepción, cuya luz es algo superior. Se trata de una estructura metálica de vía única, formada por encepados de 6 pilotes y vanos constituidos por celosías sobre las que se disponen las traviesas y carriles (ver Figura 2).



Figura 2. Vista general puente existente (Fuente: Google Maps)

Considerando los más de 130 años de servicio y la magnitud de los trabajos necesarios para ampliar su capacidad, desde EFE Trenes de Chile se optó por construir un nuevo puente que permitiera asumir el tráfico actual y futuro.

Según los estudios de mecánica fluvial, el nuevo puente se debía ubicar aguas abajo del existente, presentar un trazado recto en planta, aunque ligeramente esviado respecto del original, y debían colocarse los encepados alineados con los de la estructura existente. La separación entre ambos puentes oscila entre los 15 m en la zona de San Pedro de La Paz y los 30 m en la ribera de Concepción, siendo la separación entre ejes de apoyos entorno a los 30 m, salvo los vanos iniciales en la zona de Concepción donde se llega a vanos de ≈ 45 m.

A pesar de la longitud del puente (≈ 1882 m), la nueva estructura resultaba regular, adecuada a tipologías muy industrializables como el tablero mixto inicialmente diseñado utilizando entre 6 y 8 vigas metálicas de entre 1.40 y 1.85 m de canto, conectadas a un tablero de hormigón de 14.60 m de ancho. El tablero se apoyaba en encepados de hormigón cimentados sobre una o dos alineaciones de pilotes de entre 1500 y 2000 mm de diámetro. Se requerían arriostramientos entre las vigas, formados por celosías en apoyos interiores y por riostras macizas en apoyos de junta (ver Figura 3).

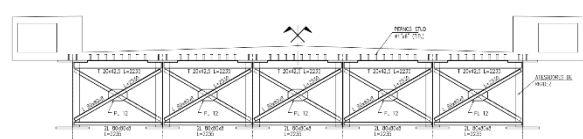
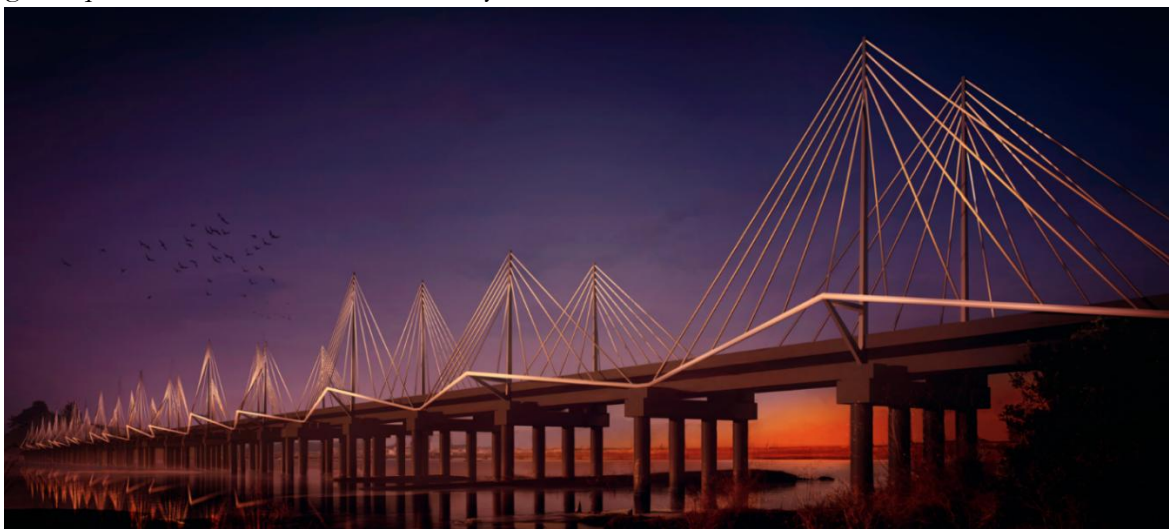


Figura 3. Sección tipo con arriostramiento

Para esta configuración, las cuantías de acero estructural resultaban algo elevadas, debido al número de vigas y a la ausencia de elementos de hormigón en zonas de flexión negativa que permitiera cierto grado de optimización del acero. Además, el número de apoyos resultaba excesivo y aportaban un grado de aislamiento sísmico bajo.

Con el objetivo de dar mayor visibilidad y relevancia al puente, EFE decidió disponer una estructura de índole ornamental sobre los encepados. El diseño inicial consistía en una estructura metálica de hasta 28 m de altura, formada por celosías que simulaban grandes arcos de 600 m de luz y suponía un consumo de 3000 ton de acero. Manteniendo el carácter ornamental, pero buscando una mayor eficiencia medioambiental, se propuso un diseño más ligero de entorno a 2000 ton de acero (Figura 5).



0 0 0 0 0

2.2 Descripción general

El nuevo puente se sitúa entre el P.K. 1+191.970 y el P.K. 3+073.940 del proyecto, dando lugar a una estructura de 1881.97 m de longitud. El puente está constituido por un total de 62 vanos con la siguiente distribución de luces: 45 - (2x34) - (58x30) - 29. Los vanos iniciales, además de ser los de mayor luz, resultan esviados a causa de la carretera existente (Figura 6).

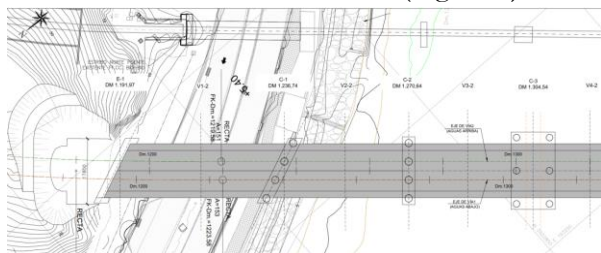


Figura 6. Vanos iniciales con apoyos esviados

En planta, la estructura está conformada por una geometría poligonal de tres tramos que

permiten inscribir el trazado ferroviario curvo en un tablero de ancho fijo tipo de 14.60 m, con anchuras puntuales menores de 13.80 m en zona de apoyo en encepados para hacerlo compatible con los soportes de la estructura ornamental (movimientos transversales del tablero del orden de ± 360 mm y longitudinales de ± 500 mm para situaciones accidentales). El tablero tiene anchura suficiente para alojar dos vías electrificadas de ferrocarril más sendas veredas laterales para circulación de personas. Las vías van colocadas sobre balasto.

El tablero es de tipo mixto, formado por una losa de canto variable de hasta 0.40 m de espesor y un cajón metálico de 2.00 m de canto constante. Las almas están separadas 6.60 m y dan lugar a voladizos laterales de 4.00 m para la losa superior (Figura 7). En zonas de apoyo se dispone una losa inferior de hasta 0.40 m de canto para hacer frente a las flexiones negativas.

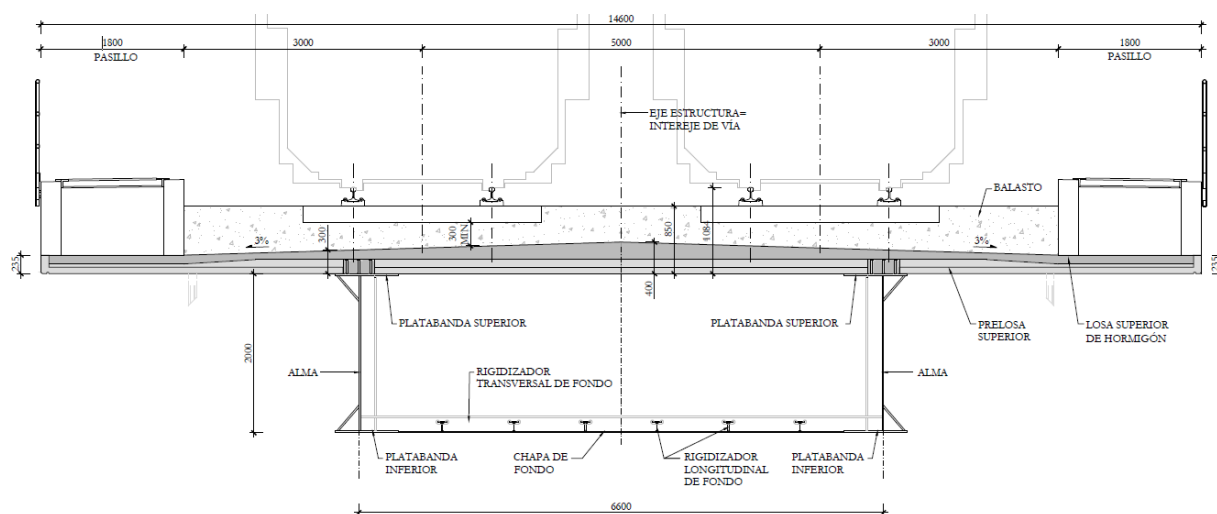


Figura 7. Sección tipo tablero.

El tablero se apoya sobre aisladores sísmicos y se disponen barras y topes sísmicos en todos los encepados para garantizar la seguridad ante eventos sísmicos extraordinarios.

2.3 Cimentaciones

2.3.1 Características generales

Dentro del trazado se pueden diferenciar tres zonas. Hasta el encepado C03 se pueden realizar cimentaciones profundas mediante pilotes con la

punta dentro de un estrato rocoso. En este primer tramo se han empleado alineaciones de 4 pilotes de 2000 mm para apoyos interiores y alineaciones dobles de 3 pilotes de 2000 mm para apoyos de juntas, alcanzándose profundidades de hasta 29.50 m.

Entre el encepado C03 y el C21 el suelo es arenoso con intercalaciones de limos o limos-arenosos no plásticos. Los pilotes se empotran en suelos cohesivos duros y se han empleado dos

alineaciones de 4 pilotes de 1500 mm de diámetro con profundidades de hasta 51.50 m.

El tramo final se encuentra en suelos arenosos de compacidad densa a muy densa. Se han empleado alineaciones de 4 pilotes de 1800 mm de diámetro para apoyos interiores y dos alineaciones de 3 pilotes en apoyos de junta, con profundidades de hasta 41 m (ver Figura 8)



Figura 8. Vista general encepados tramo 3

2.3.2 Efectos de la socavación del terreno

Al colocar los encepados por encima de la lámina de agua, los pilotes disponen de una parte aérea o sumergida que oscila entre los 3 y 8 m, más una parte enterrada de longitud variable. Ante una posible socavación, debían tenerse en cuenta situaciones de diseño en las que la longitud libre y enterrada de los pilotes sufriera variaciones importantes. Para el diseño se adoptó una socavación máxima de 11 m, dando lugar a situaciones con longitudes libres entre 14 y 19 m. El diseño debía considerar la envolvente para:

1. Combinaciones Estáticas
2. Combinaciones Estáticas + Socavación
3. Combinaciones Sísmicas
4. Combinaciones Sísmicas + Socavación

Salvo excepciones muy particulares, son las situaciones de sismo + socavación las que resultan dimensionantes para los pilotes, como resulta intuitivo por ser la longitud libre sensiblemente mayor sin existir reducción de masa a nivel del tablero (ver Figura 9).

La variación del nivel del terreno implica que el dimensionamiento sea una envolvente de todas las situaciones posibles ya que en unos casos hay zonas que deberían dimensionarse como pilotes y en otros como columnas.

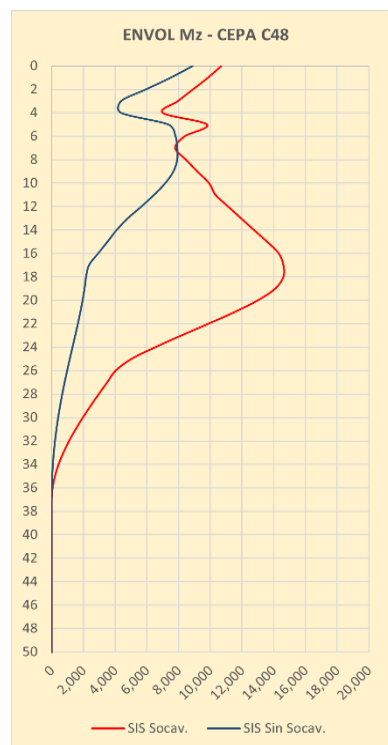


Figura 9. Envolvente de flexión pilotes C48 (profundidad en metros y flexión en mkN)

2.3.3 Efectos del aislamiento sísmico

Dado que la posición de los encepados no se podía alterar, que tampoco se podía reducir la altura de socavación ni la longitud de los pilotes, para lograr una optimización del diseño sólo se podía actuar en las solicitaciones mediante el uso de dispositivos de aislamiento sísmico que redujeran su valor. El uso de estos dispositivos implica la modificación de los espectros de diseño, reduciéndose de manera reseñable los cortantes basales, del orden del 20-30 % según estimaciones preliminares. Sin embargo, dado que la rigidez efectiva de los aisladores está ligada a la rigidez real de la estructura, la efectividad de los aisladores puede resultar algo variable e inferior a lo esperable. En el caso del puente, la rigidez real de la estructura presenta variaciones apreciables según zonas debido a lo siguiente:

- Uso de encepados tipo viga y tipo losa
- Posición de las juntas de dilatación
- Singularidades en apoyos extremos
- Heterogeneidad del terreno
- Ajuste de aisladores para situaciones con y sin socavación

- Diferentes factores de modificación de la respuesta para pilotes en función de si se trata de zonas aéreas o enterradas

Lo anterior da lugar a que la reducción de cortantes basales resulte algo heterogénea. A pesar de lo anterior, se han logrado reducciones de cuantías de armado en pilotes del entorno del 15%. En la Figura 10 se muestran las variaciones de cuantías en los pilotes para los encepados C38 a C61, tramo en el que las características del terreno son sensiblemente uniformes y, por tanto, son cuestiones relativas a la estructura las que explican las diferencias de rigidez efectiva.

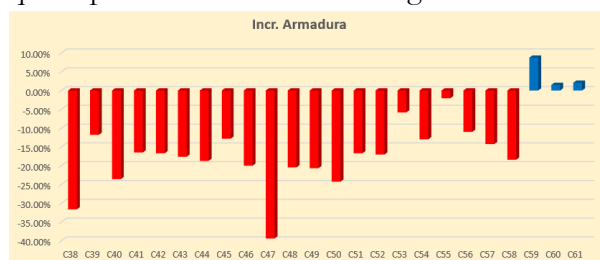


Figura 10. Variación [%] de armado en pilotes

2.3.4 Diseño armadura pilotes

Los pilotes se han diseñado utilizando un hormigón de 25 MPa y acero con límite elástico de 550 MPa. La armadura longitudinal está formada por barras Ø43 conectadas con manguitos y terminales extremos. El uso de estas barras tiene su origen en la búsqueda de una mayor facilidad de ejecución. La armadura transversal está formada por espirales de Ø16 (simples o dobles). La cuantía de acero se encuentra entre 185 y 205 kg/m³.

2.4 Estribos

Los estribos son cerrados formados por muros frontales de 500 y 2850 mm de espesor, para el estribo E1 (ribera de San Pedro) y E2 (ribera de Concepción), aletas laterales de 400 mm y espaldones frontales del mismo espesor, separados 1300-1400 mm respecto del eje los aisladores. La principal diferencia entre estribos tiene que ver con la altura de los muros frontales, 3.90 m para el estribo E1 y 6.90 m para el E2.

Se han empleado hormigones de 25 MPa y armaduras de 550 MPa de límite elástico,

obteniendo cuantías de 75 kg/m³ para los muros de mayor espesor y 190 kg/m³ para el resto. En los encepados se alcanzan cuantías de 85 kg/m³.

2.5 Tablero

2.5.1 Descripción general

El tablero se ha resuelto mediante un cajón metálico de 2 m de canto constante. Aunque los vanos iniciales presentan luces sensiblemente mayores (entorno a un 50 %) y apoyos esviados, se ha optado por mantener el mismo canto en todos los vanos aumentando las dimensiones de las vigas principales y los espesores de chapas. Lo anterior tiene su origen en la necesidad de respetar límites de gálibo vertical en la Av. Costanera, así como respecto de la cota máxima de la lámina de agua. Superiormente, se dispone una losa de hormigón de 14.6 m de ancho, con un canto variable de 235 mm en los bordes de los vuelos, 300 mm en la zona de apoyo en las almas y de 400 mm en el eje central del tablero.

Las almas del cajón se disponen separadas 6.60 m con voladizos laterales de 4 m. Esta separación, además de para permitir disponer de vuelos laterales compatibles con la no utilización de elementos como costillas o jabalcones, implica que los carriles exteriores resultan casi coincidentes con las almas del cajón, limitándose las solicitaciones transversales. Exteriormente se rigidizan las almas con células inclinadas.

Se disponen losas de fondo en zonas de apoyo, de canto variable de entre 200 y 400 mm, para mejorar la respuesta del tablero frente a solicitaciones de flexión negativa. La losa inferior mejora también la respuesta torsional del tablero en zona de apoyos, donde las solicitaciones de torsión son de mayor magnitud.

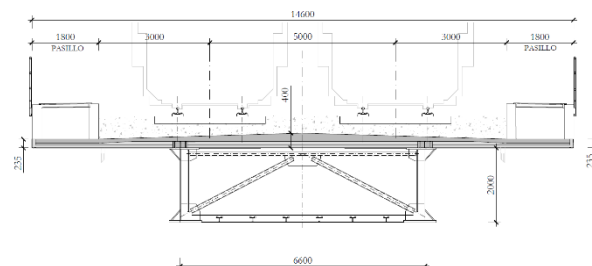


Figura 11. Sección tipo con diafragma

El cajón se rigidiza con diafragmas tipo celosía cada 5000 mm (Figura 11) y rigidización transversal cada 1667 mm, entre diafragmas. La chapa de fondo dispone de rigidizadores longitudinales en forma de “T” cada 900 mm, continuos salvo en los mamparos de apoyo.

Los mamparos de apoyo, formados por vigas de doble alma, permiten la conexión de las barras antisismo, dan continuidad a la losa de fondo, y se prolongan por el exterior para materializar la superficie de contacto con los topes sísmicos (Figura 12). Se han previsto la rigidización y chapas de transferencia necesarias para realizar una futura sustitución de apoyos.

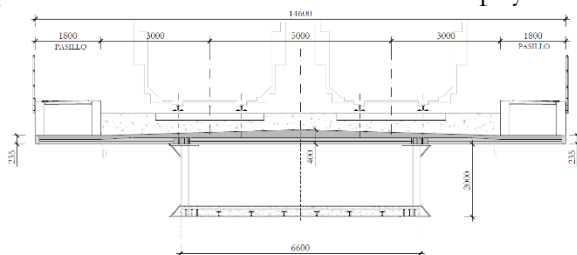


Figura 12. Sección tipo en zona de apoyo

En la parte superior se dispone una celosía con cruces entre diafragmas (ver Figura 13). Una vez ejecutada la losa superior, esta celosía ya no se considera colaborante a efectos de diseño.

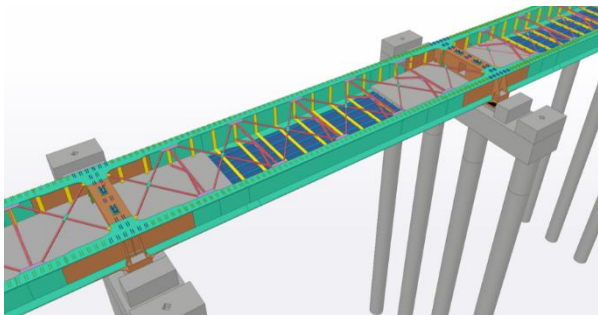


Figura 13. Vano tipo cajón metálico

2.5.2 Losa superior

En aras de lograr un procedimiento constructivo lo más simplificado posible, la losa superior del tablero se ha diseñado empleando prelosas prefabricadas nervadas de 80 mm de canto mínimo en la zona de valles y de 180 mm de canto en la zona central. Transversalmente se ha dispuesto una variación del canto de los nervios de manera que a 1.10 m de la zona de apoyo en almas ya se disponga del canto total (Figura 14). Las prelosas cuentan con huecos para la

conexión con el cajón metálico, la conexión de las barras antisismo y para paso de instalaciones.

A pesar de contar con los nervios, dada la envergadura de las cargas durante la ejecución, ha sido necesario plantear un hormigonado en 2 fases (fase inicial entre almas y hasta 1 m hacia el exterior de las mismas, y fase final los vuelos) así como dotar a las prelosas de contraflechas de entre 110 y 150 mm en el borde de los vuelos.



Figura 14. Colocación de prelosas

2.5.3 Cuantías principales

Los elementos metálicos se han diseñado con acero ASTM A709 Gr.50, de límite elástico 345 MPa, y las armaduras pasivas son ASTM A706 Gr.80 de límite elástico de 550 MPa. El hormigón de las losas es de 40 MPa. Se han obtenido cuantías de acero estructural de 220 kg/m². Las cuantías de armadura pasiva obtenidas han sido las siguientes:

- Prelosas: 44 kg/m²
- Losa superior in-situ: 59 kg/m²
- Losa inferior in-situ: 27 kg/m²

2.6 Diseño sísmico

2.6.1 Espectros de diseño

El nuevo puente se encuentra situado en una zona de sismicidad elevada, con una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.50·g para el sismo de diseño (DBE) y de 0.75·g para el sismo máximo posible (MCE), para períodos de retorno de 475 y 1000 años respectivamente. La definición de los espectros de diseño se ha realizado de acuerdo a lo prescrito en el MC-Vol.3 de Chile [1] considerando períodos de retorno de 475 y 1000 años (ver Figura 15).

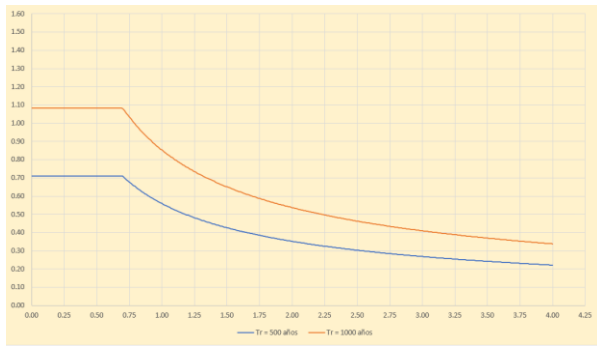


Figura 15. Espectros sísmicos de diseño

2.6.2 Aisladores sísmicos

Para mejorar el desempeño sísmico de la estructura, se optó por disponer aparatos elastoméricos con núcleo de plomo, que aun siendo elementos flexibles son capaces de soportar las cargas verticales de la estructura. La mayor flexibilidad lateral de los aisladores respecto de la estructura implica que la mayor parte de los movimientos laterales se producen en los propios aisladores, reduciéndose las aceleraciones sísmicas al aumentar el período de vibración de la estructura (ver Figura 16). La inclusión de un núcleo de plomo en el interior del elastómero permite dotar a la estructura de amortiguamiento adicional gracias a la disipación de energía que aporta el núcleo. El análisis de los aisladores sísmicos se ha realizado empleando la metodología multimodal espectral [2].

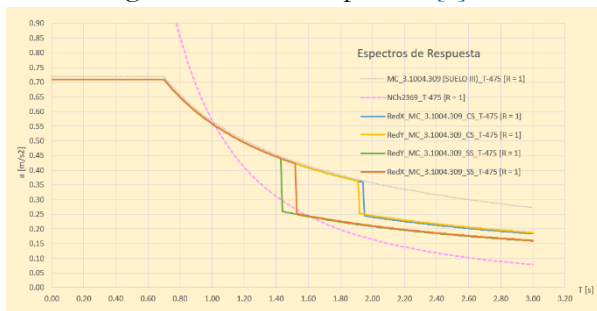


Figura 16. Espectros sísmicos reducidos

Teniendo en cuenta las características del puente y del terreno, finalmente se han dispuesto tres tipos de aisladores diferentes en la estructura logrando reducciones de solicitaciones sobre pilas-pilote entorno a un 20 % por efecto de la disipación. Adicionalmente, se han podido reducir los movimientos sísmicos en juntas por la contribución de la rigidez del plomo, y también los movimientos frente a solicitaciones

rápidas (frenado, arranque o viento) ya que el plomo no llega a plastificar para estas acciones siendo su rigidez muy superior al elastómero. También se logra una mayor amortiguación global de la estructura.

2.6.3 Barras antisismo

Las barras antisismo coaccionan el tablero e impiden movimientos extremos en casos de sismos de gran magnitud. El detalle de conexión entre tablero y encepados usualmente utilizado prevé disponer las barras empotradas a ambos lados de los apoyos. Esta disposición, si bien se ha demostrado efectiva en muchos casos, presenta algunos inconvenientes que hacía desaconsejable su uso en este puente. Por un lado, supone una coacción al movimiento del tablero que impide el normal funcionamiento de los aisladores, no pudiendo contar con el amortiguamiento y disipación que (Figura 17). A pesar de que la experiencia ha demostrado la utilidad de disponer barras antisismo, aun asumiendo la coacción adicional que aportan, su análisis resulta altamente complejo (existen publicaciones [3] basadas que lo abordan con rigor) y puede arrojar resultados que presenten incertidumbres respecto el desempeño real de los aisladores en situaciones normales de diseño.

En caso de producirse daños graves, con el detalle clásico sólo puede procederse al corte y soldeo de la barra, o bien al picado/demolición parcial para la sustitución completa de las barras.

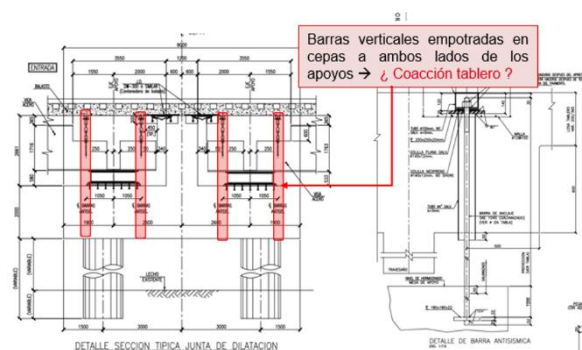


Figura 17. Conexión usual de barras antisismo

En el proyecto se optó por diseñar conexiones que permitieran el libre movimiento del tablero en situaciones normales de diseño, de

manera que los aisladores funcionen libremente hasta su límite de diseño y sólo en casos extremos las barras coaccionen el tablero. La conexión se basa en el uso de chapas frontales con holgura y en el uso de tuercas esféricas (Figura 18 y Figura 19). Todas las barras son de Ø63.5, 670 MPa de límite elástico y 800 MPa de límite de rotura (por ductilidad no se permite el uso de acero de muy alto límite elástico).

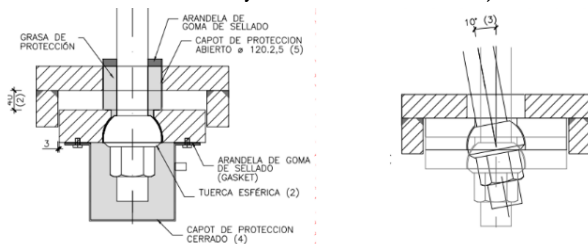


Figura 18. Fijación de barras antisismo

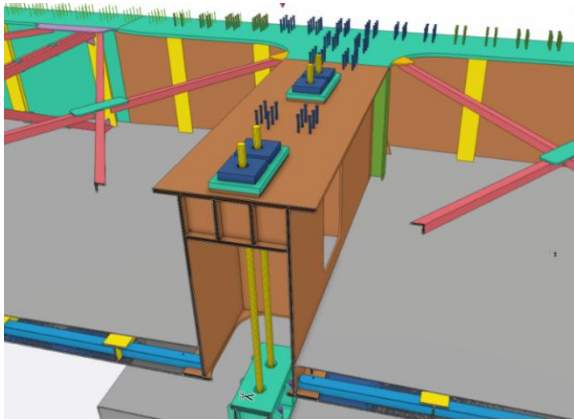


Figura 19. Vista 3d de conexión de barras

2.6.4 Topes sísmicos

En dirección transversal, se disponen topes de hormigón que evitan una eventual pérdida de apoyo del tablero en caso de eventos sísmicos extraordinarios, por encima de los considerados en el diseño. Estos elementos deben diseñarse como elementos fusibles limitando de este modo las solicitaciones que se transmiten a la infraestructura [1]. Este criterio tiene su origen en que topes excesivamente robustos podrían dar lugar a la transmisión de solicitaciones excesivas sin mecanismos de disipación, produciendo daños en los encepados o cabezas de pilas. Se trata de que en caso de producirse daños, éstos se concentren en elementos no críticos como son los topes, pero en ningún caso en encepados o dinteles de coronación de pilas.

2.7 Interacción vía-estructura

Se han dispuesto juntas de dilatación cada 180 m (longitud dilatable de 90 m), por ser la distancia a partir de la cual no puede garantizarse que las variaciones tensionales en los carriles sean admisibles. Dadas las singularidades de la estructura, se han realizado análisis de interacción vía-estructura de al Eurocódigo 1 (EC1) y a la UIC-774, concluyendo la no necesidad de uso de aparatos de dilatación de vía.

3.Construcción

La ejecución de pilotes, encepados y estribos se ha realizado empleando penínsulas de tierra provisionales con arena procedente del propio cauce y/o conglomerado/grava. Estas penínsulas han permitido el uso de procedimientos de ejecución convencionales. La ejecución del tablero se ha realizado bien con grúas autopropulsadas en casos puntuales (ver Figura 20) o bien empleando equipos lanzavigas diseñados específicamente por SACYR para este proyecto [4] (ver Figura 21).



Figura 20. Montaje con grúas autopropulsadas



Figura 21. Montaje de vano con lanzavigas



Figura 22. Vista general nuevo puente ferroviario sobre el río Biobío

Agradecimientos

El proyecto ha sido promovido por EFE Ferrocarriles de Chile.

Desde MC2 Estudio de Ingeniería, queremos dar las gracias al equipo de SACYR, por la confianza recibida en todas las fases de redacción del proyecto y asistencia a la obra, encabezado por Hristo Iliev Hristev (Jefe de Obra), Rafael Batista Terrones (Jefe de Oficina Técnica de Obra), Silvio Bonatti (Gerente del Contrato), Rafael Guillén Carmona (Jefe Estructuras Obra Civil Central) y Cristian Bernal Pérez (Estructuras Obra Civil Central). Al equipo de OPH Ingenieros Consultores como coautores del proyecto modificado y de la asistencia a obra, encabezado por Óscar Paredes y Camilo Aguirre. Al equipo de TYPESA como autores del diseño arquitectónico e instalaciones de la estructura ornamental encabezado por Jabier Fernández, Beatriz Álvarez Martín, Juan Carlos Fernández Cuenca y Susana Jimenez Ariño. A la colaboración y asesoramiento facilitado por parte de IEC, encabezado por Tomás Guendelman y Mario Guendelman.

Referencias

- [1] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile. Manual de Carreteras Volumen N°3 – Chile, 2019
- [2] G. Blanco, A. Curbelo, M. Rupérez, G. Ladrón de Guevara, R. Guillén y R. Batista. Puente de Ferrocarril sobre el río Biobío, Diseño sísmico mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. IX Congreso de ACHE, Granada 2025
- [3] C. Pastén, R. Astorza, R. Bazáez, N. Contreras, J. Grand, F. Hernández y F. Ochoa. 2021 Guía para el análisis sísmico no lineal de puentes chilenos. Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo, Ministerio de Ciencia, Tecnología, Conocimiento e Innovación, Gobierno de Chile
- [4] H. Iliev, R. Batista, R. Guillén, L. Morales, C. Bernal y S. Bonatti. Ejecución Puente de Ferrocarril sobre el río Biobío en Concepción (Chile). IX Congreso de ACHE, Granada 2025