

Diseño del Viaducto para la Ampliación de la Millennium Line en Vancouver (Canadá).

Elevated Guideway Structural Design. Millennium Line (Vancouver)

Pedro Antonio De Dios Barrau^a, Alejandro Acerete Navarro^b, Diego Romagosa Sánchez-Monge^c, Luis Carrillo Alonso^d, José Manuel Simón-Talero^e y Miriam Castrillo^f

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe División de Estructuras. pedroantonio.dios.barrau@acciona.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Construcción. Responsable de Gestión de Ingenierías y Diseño.

alejandros.acerete.navarro@acciona.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos. División de Estructuras.

diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com

^d Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe Dpto. Est.s O.C. y Puentes. luis.carrillo.alonso@acciona.com

^e Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería. Director. jsimontalero@torroja.es

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Broadway Subway Project Corporation. Non-Systems Tec.Dir.. MCastrillo@BSCGP.ca

RESUMEN

El Broadway Subway Project es una ampliación de 5.7 km de la Millennium Line del metro de Vancouver (Canadá) construida por Acciona Construcción y Ghella. Como parte de la ampliación, se proyecta un tramo de 700m en viaducto diseñado por Acciona Ingeniería. Uno de los grandes retos del diseño ha sido el hacer frente a las elevadas demandas sísmicas de la zona. Este documento pretende mostrar las particularidades del diseño centrándose especialmente en el diseño sísmico del viaducto, incluyendo a su vez aspectos constructivos con objeto de hacer la construcción más eficiente.

ABSTRACT

The Broadway Subway Project is a 5.7 km extension of the Millennium Line in Vancouver, which is being constructed by Acciona and Ghella. As part of the extension, a 700m long elevated guideway has been designed by Acciona Engineering. One of the major challenges in design has been addressing the high seismic demands of the area. This document aims to show the particularities of this seismic design, especially focusing on the seismic design of the viaduct. Construction aspects are also included.

PALABRAS CLAVE: viaducto elevado, licuefacción, diseño sísmico, pushover, interacción vía-estructura

KEYWORDS: elevated guideway viaduct, liquefaction, seismic design, pushover, rail structure interaction

1. Descripción del puente

El Broadway Subway Project es una ampliación de 5.7 km de la Millennium Line del metro de Vancouver (Canadá) construida por Acciona Construcción y Ghella.

Como parte de la ampliación, se proyecta un tramo de 700m en viaducto diseñado por Acciona Ingeniería.

Este tramo se inicia en la conexión con la línea existente (estación de VCC-Clark) y se

prolonga hasta el inicio de la sección en U (siendo la sección en U la que enlaza el tramo de viaducto con el siguiente tramo de túnel).

Las luces de los distintos vanos del viaducto varían entre los 30.5m y 32m de luz, conformándose tramos continuos de entre 3 y 4 vanos.

Como se observa en la Figura 1, las luces son prácticamente constantes a lo largo de todo el trazado y sólo sufren pequeños ajustes para poder enlazar con el viaducto existente en VCC-Clark y la sección en U al final del tramo.

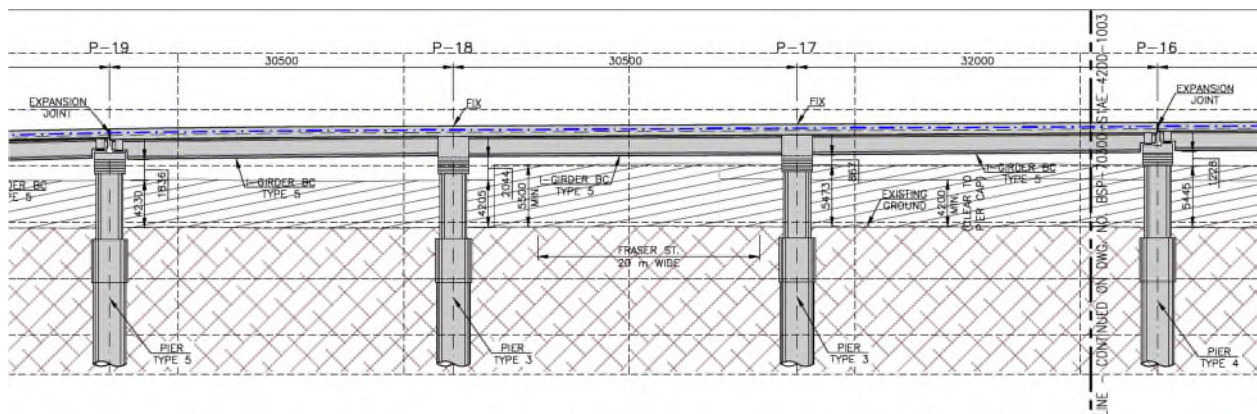


Figura 1. Alzado con luces de 30.5m y 32m.

La sección típica del tablero está formada por 4 vigas pretensadas doble T, con un canto de 1.728m y losa de hormigón in situ de 225mm de espesor. Estas vigas se corresponden con las vigas estándar de Tipo 5 definidas por el “Ministry of Transportation” de la región de British Columbia [1].

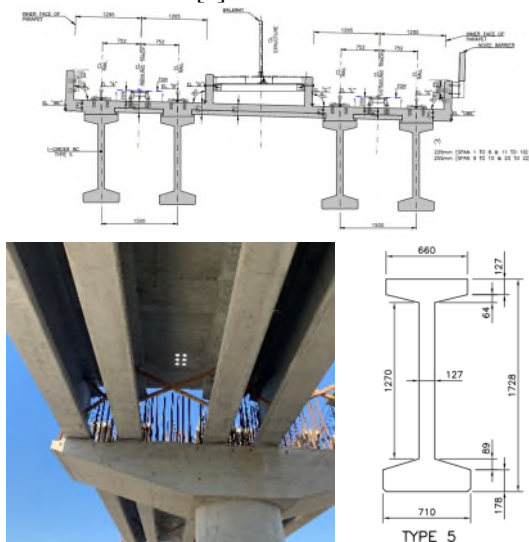


Figura 2. Sección tipo tablero con 4 vigas.

En el tramo central del recorrido del viaducto, y concretamente entre las pilas P-10 y P-19 se amplía el ancho del tablero para alojar 3 vías en lugar de las 2 vías del tramo típico. Para

ello, se añaden 2 vigas adicionales hasta completar el tablero de 6 vigas que se muestra en la siguiente figura.

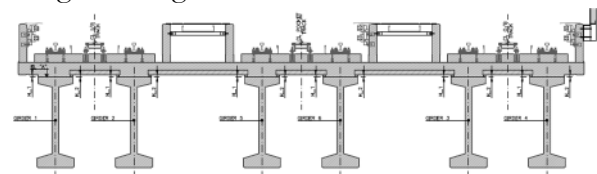


Figura 3. Sección de tablero con 6 vigas.

La razón de mantener las luces iguales responde a un criterio puramente estético ya que se trata de un viaducto que discurre por zona urbana. Los vanos laterales de cada tramo, a ambos lados de la junta de expansión, no están por lo tanto compensados.

La razón de escoger las vigas Tipo 5 es porque es la tipología de vigas utilizada en los tramos de viaducto ya ejecutado hasta VCC-Clark. Era, por lo tanto, un requisito del proyecto.

En los tramos continuos, se materializa la continuidad no sólo entre tableros contiguos, sino también con las propias pilas. Para ello, se hormigonan las pilas junto el dintel y las vigas.

En las pilas de junta de expansión, los dinteles llegan a tener un ancho de hasta 11m con espesores reducidos de menos de 2.0m.

La subestructura está formada por pilas-pilote con pilas de diámetro 1.68m (en los tramos de 4 vigas) o 2.44m (en los tramos de 6 vigas).

En cuanto a la cimentación, se utiliza una solución de pila-pilote con pilotes de grandes dimensiones con diámetros de entre 2.7m y 3.2m de diámetro y longitudes entre 25 y 35m aproximadamente.

Así, el sismo longitudinal es resistido exclusivamente por el conjunto de pilas-pilote continuas y el tablero (como si de un pórtico se tratara).

Para el sismo transversal, se diseñan unos topes sísmicos en las pilas en junta de expansión. De esta forma, el sismo transversal es resistido por todas las pilas-pilote (continuas y en junta de expansión).

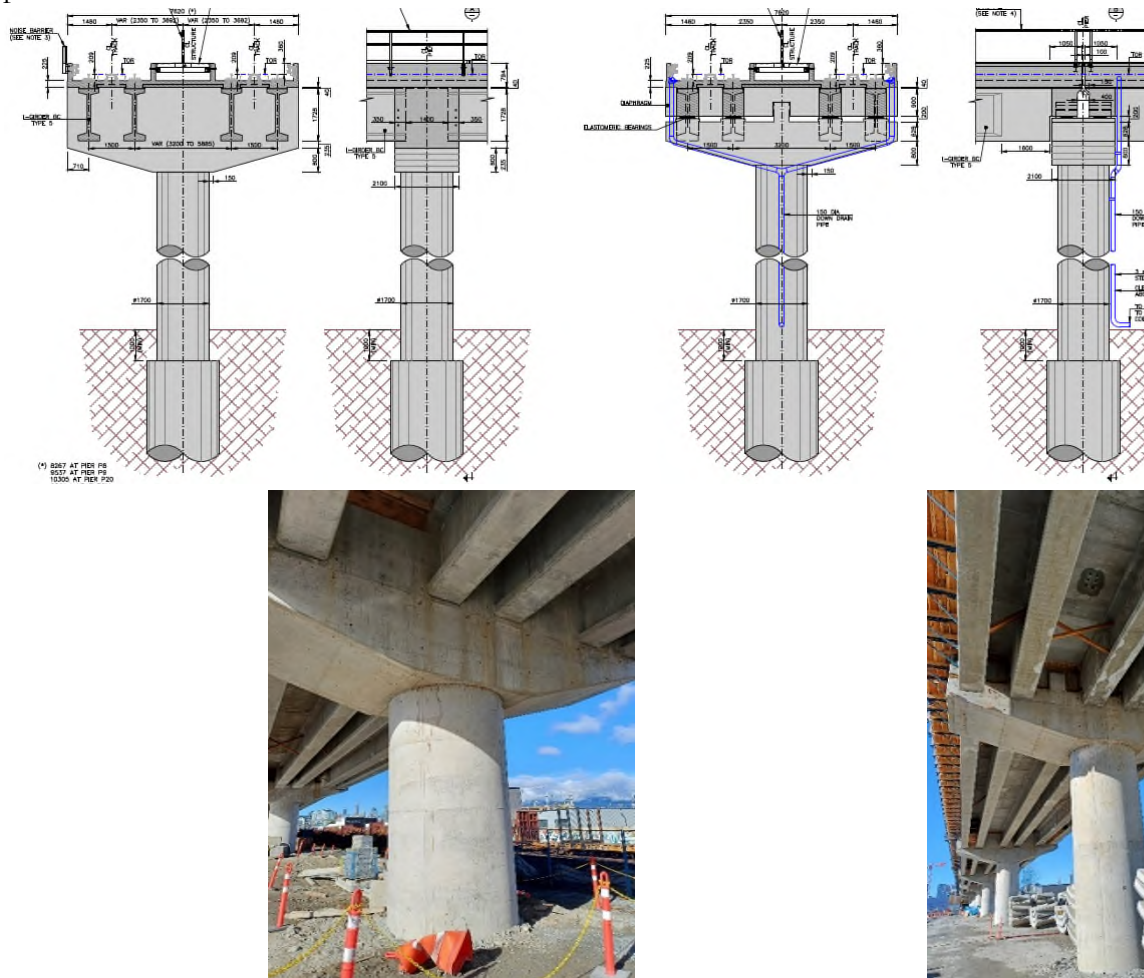


Figura 4. Detalles de pilas intermedias en continuidad con el tablero (izquierda) y pilas extremas bajo junta de expansión (derecha).

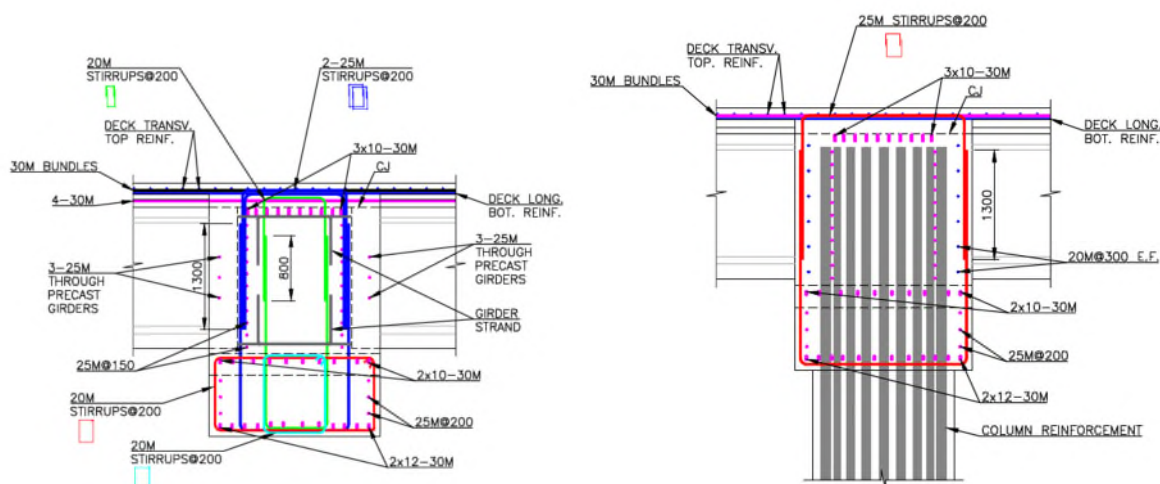


Figura 5. Detalle de continuidad entre dinteles, vigas y pilas.

2. Diseño Sísmico

Uno de los grandes retos del diseño ha sido el hacer frente a las elevadas demandas sísmicas de la zona, con unas aceleraciones sísmicas que superan el 1g en meseta, siendo además el terreno en el que está cimentado el viaducto susceptible de sufrir licuefacción.

La licuefacción de suelos es un fenómeno en el cual los terrenos pierden su consistencia y fluyen como resultado de las vibraciones provocadas por un sismo. De esta forma, a los esfuerzos que se producen en la estructura debidos a las aceleraciones a las que está sometida, a los que se denominan esfuerzos inerciales, hay que añadirle los esfuerzos debidos al efecto de la licuefacción, que se denominan esfuerzos cinemáticos.

Así, los esfuerzos cinemáticos se traducen en un doble efecto sobre la estructura. Por un lado, provocan un empuje del terreno sobre los elementos enterrados y por el otro, una pérdida de resistencia lateral en los pilotes en la capa de terreno susceptible de sufrir licuefacción, que en este caso variaba entre los 10m y 15m de profundidad.

Para el diseño sísmico se ha empleado la metodología basada en el desempeño de la

estructura, que consiste en el análisis del grado de daño en los elementos que componen la estructura después de la ocurrencia del sismo y su comparación con los daños máximos admisibles asociados a la funcionalidad de la estructura. Esta metodología venía impuesta en el pliego por el cliente.

Los daños admisibles en el viaducto de Vancouver estaban localizados principalmente en las juntas de expansión entre módulos continuos, y en la cabeza y base de las pilas, todos ellos lugares accesibles para su reparación. No eran admisibles, por tanto, daños en los elementos enterrados y para los que sería imposible la detección y posterior reparación de daños. Esto requería el diseño de los pilotes en rango elástico, ya que el entrar en rango plástico implicaría la aceptación de daños en los mismos.

Para evitar daños en los pilotes se adoptó la configuración de “Shaft Type II” definido en [2], que establece una relación mínima entre los diámetros de la pila y del pilote de forma que los daños ocurran en la base de la pila y no en el pilote. Este tipo de pila-pilote requiere un solape de armaduras entre las de la pila y del pilote que también están tipificadas en [2] y que son ciertamente elevadas, entre 3 y 4 m de longitud, lo que supone cierta dificultad constructiva a la hora de materializar dicha conexión.

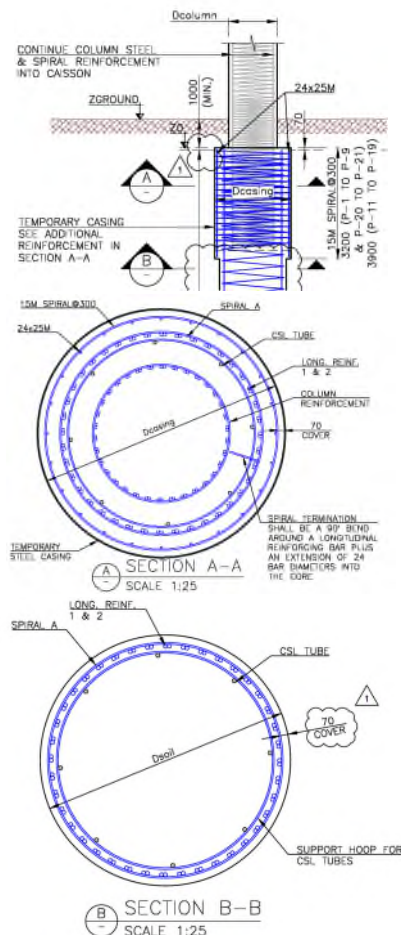


Figura 6. Detalle de solape de armadura entre Pila y Pilote.

Adicionalmente, tanto la cimentación como la superestructura están protegidas por sobrecapacidad, lo que quiere decir que están dimensionados para esfuerzos mayores de los que las pilas son capaces de transmitir, de forma que se asegura que el daño se produce en las pilas y no en los pilotes ni en el tablero.

Para el análisis del daño en las pilas se ha empleado el método pushover, que es un método estático no lineal que analiza la estructura sometida a cargas horizontales crecientes simulando el efecto del sismo.

Para las pilas se han adoptado detalles de armado típicos en zonas sísmicas, como es el zunchado de las zonas susceptibles de sufrir daños, de forma que se garantiza el confinamiento del hormigón, y en consecuencia tanto su aumento de resistencia como una mayor ductilidad de la estructura. Del mismo modo, se ha empleado acero de límite elástico 400MPa,

que es un acero de mayor ductilidad que el habitual de límite elástico 500MPa.

Para tener en cuenta el posible solape entre el evento sísmico y la consecuente licuefacción del terreno, las combinaciones sísmicas que han sido analizadas han sido:

1. 100% de los efectos inerciales.
2. 100% de los efectos cinemáticos.
3. 50% de los efectos inerciales + 100% de los efectos cinemáticos.

2.1 Efectos inerciales del sismo

Para diseñar el viaducto frente a los efectos inerciales del sismo se han realizado los siguientes dos análisis.

1. Elastic Dynamic Analyses (EDA), es decir, un análisis modal espectral.
2. Inelastic Static Pushover Analysis (ISPA).

2.1.1. EDA

El análisis modal espectral se desarrolló mediante modelos de cálculo generados con el software SAP2000. El objetivo de este análisis era estimar las demandas de desplazamiento y movimientos en las juntas.

También se utilizaba para determinar los esfuerzos en los elementos que debían permanecer en el rango elástico (la subestructura), debido a requisitos de diseño o normativos.

Se utilizaron 3 espectros de diseño distintos, con periodos de retorno correspondientes a 100, 475 y 2475 años.

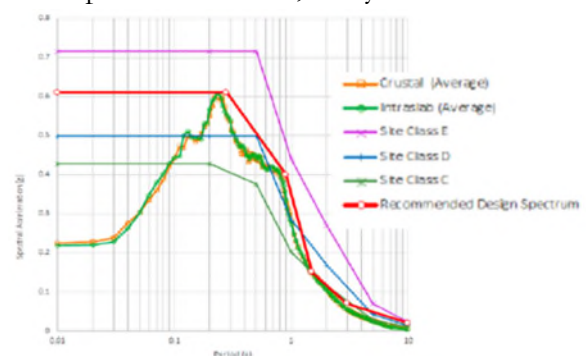


Figura 7. Espectro de diseño. T=475 años.

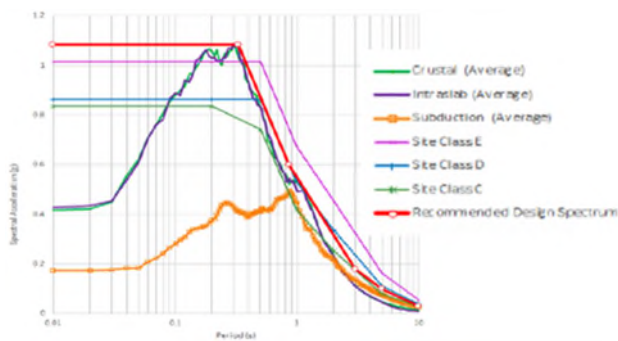


Figura 8. Espectro de diseño. T=2475 años.

Para analizar los efectos verticales del sismo, se consideraron los factores de mayoración y minoración de las cargas establecidos por [3], es decir, se evalúa el sismo vertical de forma indirecta mediante la factorización de las cargas permanentes.

Se realizaron un total de 4 modelos distintos correspondientes a las 2 direcciones (longitudinal y transversal) y con 2 curvas P-Y distintas. Los 2 juegos de curvas se correspondían con 2 rigideces distintas del terreno correspondientes a la situación del terreno licuefactado y sin licuefactar.

A su vez, los resultados en las dos direcciones horizontales eran combinados a posteriori según la regla del 100% en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular.

Al ser el análisis modal espectral (EDA) un análisis lineal, y las curvas P-Y unas curvas no lineales, se realizó una iteración fuera del modelo de cálculo. Así, se consideraban unos valores iniciales de rigidez constante de los muelles y se ejecutaba el modelo de cálculo. Para cada uno de los muelles introducidos se obtenían las reacciones y los desplazamientos obtenidos. Si estos valores no se correspondían con las rigideces y desplazamiento correspondientes a las curvas P-Y, se modificaban los valores lineales de los muelles del modelo y volvía a

ejecutarse el modelo. Así sucesivamente hasta que para cada uno de los muelles introducidos en el modelo de cálculo, las reacciones y los desplazamientos coincidían con la curva P-Y asociada a cada punto.

2.1.2. ISPA

En base a las demandas sísmicas obtenidas con el análisis EDA se procedió a calcular el pushover. Con el ISPA se verificaba el cumplimiento de los criterios fijados en el pliego referentes a las deformaciones plásticas del acero y hormigón en las pilas.

Estos requisitos de deformación variaban en función de la demanda de desplazamientos alcanzada y el periodo de retorno asociado. Es decir, se permitían mayores deformaciones (y por lo tanto mayor daño) cuanto mayor fuera el periodo de retorno.

Con el armado de las pilas se podían verificar los elementos protegidos por capacidad, mostrados en azul en la Figura 10.

Los elementos protegidos por capacidad se diseñaron basándose en la resistencia probable de los elementos dúctiles (las pilas). Para obtener la resistencia probable de las columnas se multiplicaba la resistencia nominal esperada de las pilas por un factor de 1.30 según [3].

La resistencia nominal esperada de las columnas se determinaba asumiendo unos factores de minoración del hormigón y del acero igual a 1.0 considerando adicionalmente la resistencia esperada de los materiales. La resistencia esperada de los materiales se obtenía multiplicando la resistencia nominal del hormigón por 1.25 y la del acero por 1.20.

Item	Immediate Use / Minimal Damage 100-year return period	Limited Service / Repairable Damage 475-year return period	Life Safety / Probable Replacement 2475-year return period
Columns (permitted ERSs)	Concrete compressive strain ≤ 0.006 and Reinforcement strain ≤ 0.01 .	Reinforcement strain ≤ 0.025 .	Reinforcement strain ≤ 0.075 or 0.06 for steel reinforcing of 35M or larger. Damage does not cause crushing of the confined concrete.
Piles	Capacity protected	Capacity protected	Capacity protected
Connections: Column to pier cap Column to pile cap	Capacity protected	Capacity protected	Capacity protected
Pier caps and bent beams	Capacity protected	Capacity protected	Capacity protected
Superstructure components	Capacity protected	Capacity protected	Capacity protected
Bearing sit widths	Sized to meet clause 4.4.10.5 of S6-19	Sized to meet clause 4.4.10.5 of S6-19	Sized to meet clause 4.4.10.5 of S6-19
Expansion joints	Shall not require replacement except for possible damage in the joint seal. Joint closure is permitted as long as service can be maintained	Replacement of joints is permitted, provided that service requirements are not compromised. some repairable damage as a result of joint closure impact can be permitted, as long as damage is localized and repairable	Replacement of joints is permitted, provided that service requirements are not compromised. some repairable damage as a result of joint closure impact can be permitted, as long as damage is localized and repairable

Figura 9. Requisitos sísmicos de diseño.

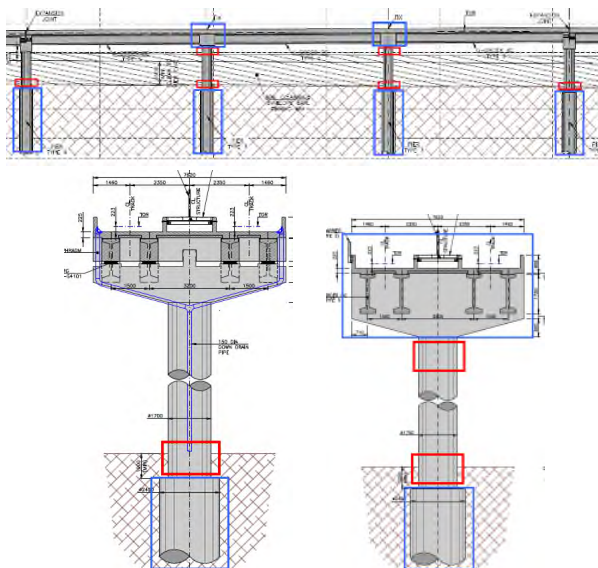


Figura 10. Distribución de rótulas plásticas en rojo y elementos protegidos por capacidad en azul.

2.2 Efectos cinemáticos del sismo

Debido a la existencia de terrenos licuefactables, el diseño de pilotes incluía no sólo los esfuerzos inerciales indicadas en el apartado anterior. A estos esfuerzos se les añadía los efectos provocados por la licuefacción.

Para calcular los esfuerzos cinemáticos se utilizaba un nuevo modelo de SAP2000.

En este modelo, en lugar de curvas P-Y se utilizaban unos muelles llamados “softened non-linear soil springs” (Figura 12). Estos muelles estaban conectados a los pilotes en un extremo y sobre el otro extremo se aplicaba el campo de desplazamiento libre del suelo debido a la licuefacción (Figura 13).

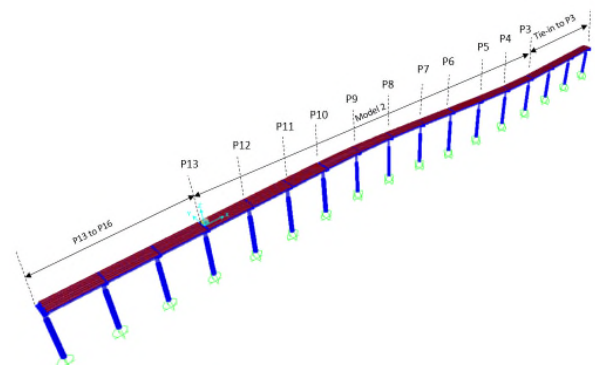


Figura 11. Modelo de SAP2000.

La reacción que por lo tanto llegaba al pilote dependía de dos factores: El primero, la magnitud del desplazamiento por licuefacción

del terreno, y el segundo, la rigidez de esos muelles.

Bajo los terrenos licuefactables existía un terreno no licuefactable sobre el que no era necesario aplicar ese campo de desplazamientos.

Al mismo tiempo, sobre los terrenos licuefactables existía una capa superficial de terreno no licuefactable, llamada “crust”. A la altura de esta capa se aplicaba sobre la estructura unas fuerzas horizontales equivalentes a los esfuerzos inerciales que el movimiento de esta capa sobre el suelo licuefactado generaba sobre los pilotes.

En la parte izquierda de la Figura 14 se muestran las deformaciones impuestas introducidas en el extremo libre de los “softened non-linear soil springs” del modelo, para el terreno licuefactable. En la parte derecha de la Figura 14 se muestra la fuerza inercial horizontal en la capa de terreno no licuefactable (“crust”).

Los pilotes eran verificados frente a los esfuerzos generados por estos efectos cinemáticos (100% de los efectos cinemáticos).

Adicionalmente, a estos efectos se les añadía el 50% de los esfuerzos obtenidos en el apartado 2.1.1 (EDA). Es decir, 50% de los efectos inerciales + 100% de los efectos cinemáticos.

Este enfoque reconoce que, aunque las demandas máximas inerciales y por licuefacción no suelen ocurrir en el mismo momento, sí puede existir cierto solape de efectos.

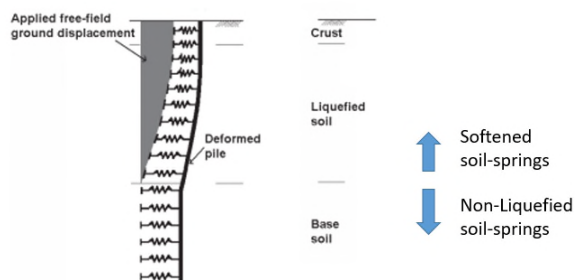


Figura 12. Efectos de la licuefacción sobre la cimentación.

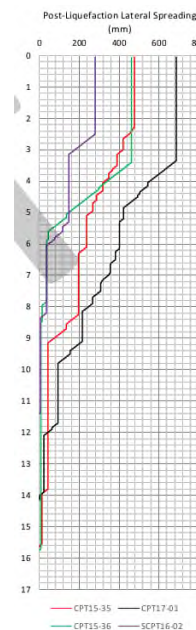


Figura 13. Campo de desplazamientos en terreno licuefactado.

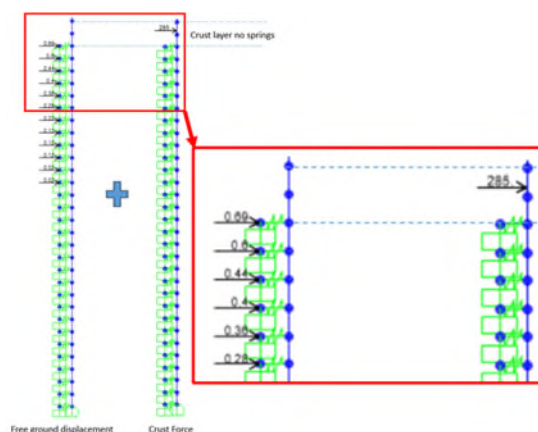


Figura 14. Aplicación de campo de desplazamientos en terreno licuefactado + fuerzas inerciales del crust.

La combinación que resultaba generalmente dimensionante era la correspondiente al 100% de los esfuerzos inerciales con situación del terreno licuefactado.

3. Interacción vía estructura

El principal requisito establecido por el Cliente era el uso de carril soldado continuo para la vía. Es por ello que resultaba imprescindible tener en cuenta los efectos de interacción vía estructura [4], no sólo para garantizar la validez del carril,

sino también para el control de los esfuerzos transmitidos de la vía a la estructura.

En este caso, el análisis de la interacción se centra en determinar la influencia de la variación de temperatura y de la rotura del carril, no teniéndose en cuenta otros aspectos como la fuerza de frenado y la retracción. Así, las cargas que se consideraron en el análisis fueron:

- *Fuerzas de interacción longitudinales (LR1 y LR2) en la zona recta del Elevated Guideway.*
- *Fuerzas de interacción tangenciales y radiales (LR1, RT1, RT2) en la zona curva del Elevated Guideway.*
- *Fuerzas debidas a la rotura de carril. (BR)*

Estas fuerzas BR se utilizarían en el dimensionamiento en ELU de todos los elementos de la estructura. Además, debía comprobarse que la abertura entre los dos extremos del carril roto (Gap) fuese inferior a 50 mm.

Se tuvo en cuenta que la temperatura aplicada sobre el carril no produce efectos de interacción, al ser carril soldado continuo y sólo

se ha de considerar el incremento o decremento de temperatura del tablero.

Para el desarrollo de este análisis se utilizó un modelo 2D, con el software comercial SAP2000, con el que se modeló la estructura considerando juntas de dilatación del tablero cada tres o cuatro vanos, llegando una longitud máxima entre juntas de 122 m.

El análisis de interacción permitió así validar la distribución de juntas propuestas en base a:

- Una distribución de los cortantes en la cabeza de las pilas fijas que era asumible.
- La abertura de los dos extremos del carril roto es inferior a los 50 mm requeridos en el PA.
- Adicionalmente, y aunque el Cliente no lo requería explícitamente, se procedió a comprobar que las tensiones en los carriles cumplían los requisitos de la ficha UIC 774-3.

En la Figura 15 incluida a continuación, se muestran los cortantes obtenidos en cada una de las pilas obtenidos del cálculo de interacción vía estructura. La Figura 16 muestra los axiles obtenidos en el tablero:

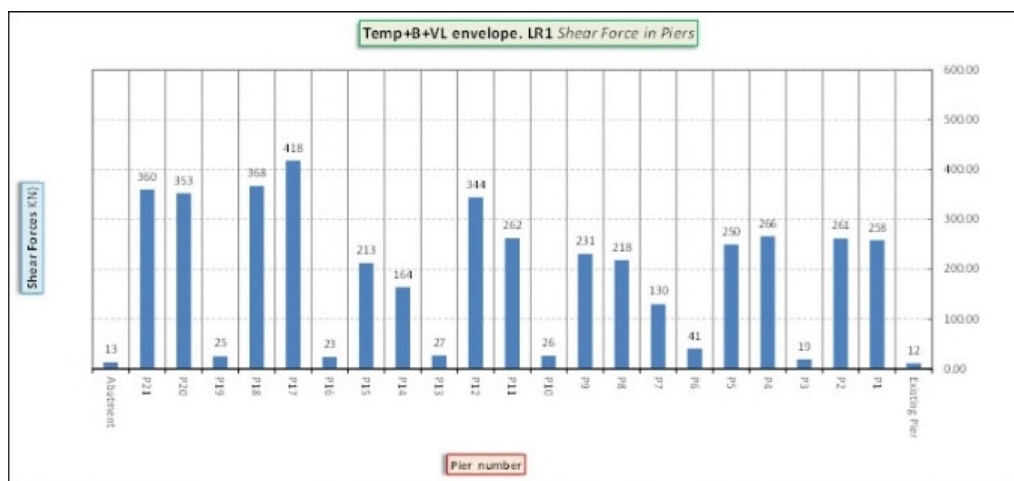


Figura 15. Envolvente de cortantes en cabeza de pilas

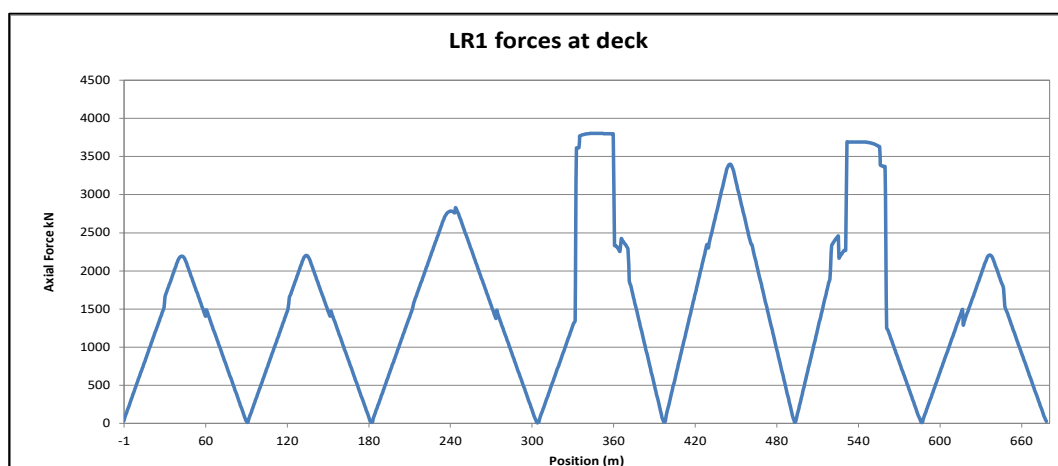


Figura 16. Axiles en tablero para fuerzas LR1

4. Conclusiones

Acciona Ingeniería ha desarrollado el diseño de un viaducto elevado en una zona urbana de alta sismicidad, en Canadá, en un plazo muy ajustado, lo que ha permitido que este proyecto esté actualmente en la fase final de ejecución.

Referencias

- [1] Bridge Standards and Procedures Manual. VOLUME 1. Supplement to CHBDC S6:19. July 2022. Ministry of Transportation. Bridge Engineering.
- [2] Caltrans Seismic Design Criteria. Version 2.0. State of California. Department of Transportation. April 2019
- [3] CSA S6:19, Canadian Highway Bridge Design Code.
- [4] Carrillo Alonso, L., Martín Cañueto, M.; de Dios Barrau, P., García Cambrón, C. Romagosa Sanchez-Monge, D. (2023). Experiencias en el cálculo de la interacción vía estructura en viaductos de trenes ligeros urbanos. Hormigón y Acero 74(301) p.89-107.
- [5] CALTRANS, (2017). LFRD Memo to Designers (MTD) 20-15: Lateral Spreading Analysis for New and Existing

Bridges. California Department of Transportation, Sacramento.

- [6] CALTRANS (2012), Guidelines on Foundation Loading and Deformation Due to Liquefaction Induced Lateral Spreading, California Department of Transportation.
- [7] Drawing No. D202. Standard Prestressed Concrete 'T' Beams. British Columbia. Ministry of Transportation. Bridge Engineering.