

Viaductos mixtos de la autopista urbana “Siervo de la Nación” en Ciudad de México

Steel-concrete composite viaducts in the elevated highway “Siervo de la Nación” in City of Mexico

Luis Matute Rubio^a, Enrique Bordó Bujalance^b, Carlos Gordo Monsó^c, Carlos Blanco García^d, Fu Lei Zhou^d

^a Ingeniero de Caminos, C. y P. Director General. IDEAM S.A.

^b Ingeniero de Caminos, C. y P. Director del Departamento de Estructuras. IDEAM S.A.

^c Ingeniero de Caminos, C. y P. Jefe de Proyectos. IDEAM S.A.

^d Ingeniero de Caminos, C. y P. Ingeniero Proyectista. IDEAM S.A.

RESUMEN

El Viaducto 3 de Gran Canal, en Ciudad de México, es una estructura de 3,42 km de longitud recientemente construida por Mota-Engil, y que cuenta con dos tramos de especialmente complejos de 127 m y 586 m de longitud diseñados por IDEAM. Estos tramos se han resuelto mediante sendos viaductos curvos con sección mixta hormigón acero en cajón estricto. Para hacer frente a la notoria amenaza sísmica de Ciudad de México, la estrategia sismorresistente seleccionada ha sido la de un esquema de aislamiento-disipación mediante aparatos de apoyo de neopreno con núcleo de plomo. En este artículo se describen ambos viaductos, el proceso constructivo, y la metodología de diseño sísmico.

ABSTRACT

The Gran Canal Viaduct 3, in City of Mexico, is a 3.42 km long structure recently constructed by Mota-Engil, presenting two especially complex stretches designed by IDEAM, 127 m and 586 m long each. These stretches have been conceived as two curved viaducts featuring a composite steel-concrete cross-section with bottom concrete slab in the hogging section. To face the well-known Mexican seismic hazard, the chosen earthquake-resistant strategy is based in an isolation-dissipation scheme by means of lead-core elastomeric bearings. In this paper both viaducts are described, as well as the erection method, and seismic design strategy.

PALABRAS CLAVE: Mixto, hormigón-acero, puente, terremoto, núcleo de plomo, amortiguamiento.

KEYWORDS: Composite, steel-concrete, bridge, earthquake, lead-core, LRB, damping.

1. Introducción

La nueva Autopista Urbana “Siervo de la Nación” (AUSN) entre Ciudad de México y Ecatepec, recientemente construida por Mota-Engil en régimen de Diseño-Construcción-Explotación, es un viaducto elevado de 13,5 km de longitud, que discurre paralela al Gran Canal

de Desagüe que evita la inundación de Ciudad de México desviando las aguas pluviales.

Dentro de esta gran actuación, el Viaducto 3, de 3,42 km de longitud y cuatro carriles de circulación cuenta con dos tramos especialmente complejos, dentro del siempre difícil encaje de este tipo de obras en un entorno

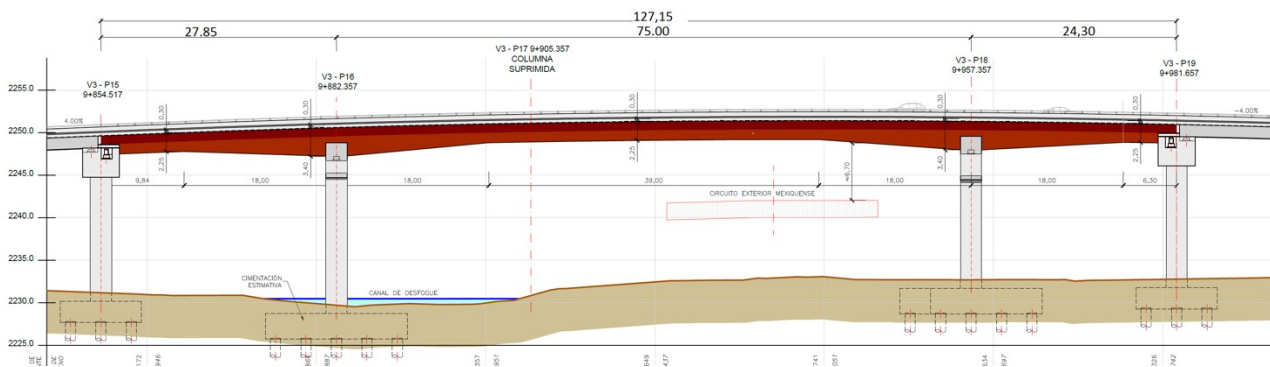


Figura 1. Vista en alzado del tramo P-15 a P19.

urbano, con una extraordinaria densidad de servicios afectados y servidumbres. En concreto, de estos dos tramos, el comprendido entre las pilas P15-P19 salva el cruce con un puente existente del Circuito Exterior Mexiquense (CEM), el Túnel Emisor Oeste (TEO), y el Gran Canal de Desagüe; mientras que el comprendido entre las pilas P36 y P48, salva un cruce con el CEM, y multitud de conducciones de agua, gas, y electricidad. El tramo entre pilas P15-P19 se ha resuelto mediante un puente continuo de 127 m de longitud, distribuidos en 3 vanos de luces 28+75+24 m (Fig. 1). El tramo entre pilas P36-P48 se ha resuelto mediante dos puentes continuos que completan una longitud de 590 m, distribuidos en vanos de luz variable entre 38 m y 56 m. Ambos puentes presentan una planta en curva con un radio mínimo de 312 m.

El tablero de ambos puentes, de 19,15 m de ancho, está constituido por sendos cajones estrictos (4 almas), con sección bijácena en centro de vano y doble acción mixta en la zona de apoyos

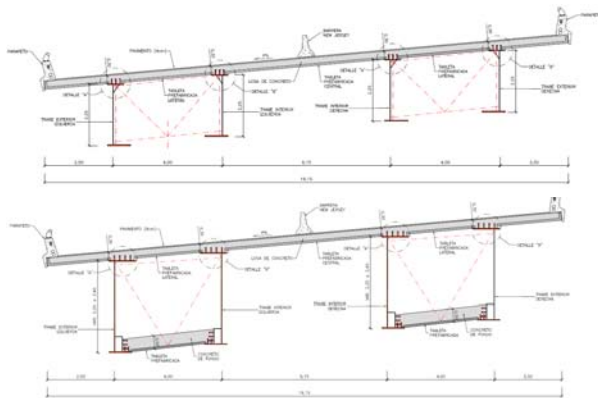


Figura 2. Secciones transversales por vano y pila

2. Condicionantes y criterios básicos considerados en la concepción del proyecto

2.1 Condicionantes geométricos y funcionales

La sección funcional del viaducto está compuesta por 4 carriles de circulación (2 por sentido), más las medianas y arcenes correspondientes, lo que completa un ancho de tablero de 19,15 m en las zonas de mayor curvatura, y de 18,50 m en las de curvatura menor. Para resolver esta curvatura en planta de la estructura metálica, y con el propósito de facilitar la ejecución en taller, se planteó un diseño formado por tramos rectos de estructura metálica, con quiebrros en planta coincidentes con los mamparos de las pilas a fin de recoger las fuerzas de desvío y torsión.

El tramo entre pilas P15-P19 cuenta con un tablero de canto variable, máximo en pila de 3,70 m para salvar la luz de 75 m, y de 2,55 m en vanos extremos y centro del vano de 75 m. Por su parte, el tramo entre pilas P36-P48 cuenta con un canto constante de 2,40 m (Fig. 2). Estos cantos han venido determinados en varias ocasiones por la necesidad de proporcionar gálibo suficiente a los viales que pasan bajo estos puentes, especialmente del Circuito Exterior Mexiquense (CEM) en el vano central del tramo P15-P19.

El otro gran condicionante geométrico y funcional de la distribución de luces ha sido la afección a la densa malla de tuberías e infraestructuras de la zona. Este condicionante es especialmente relevante en el contexto de Ciudad de México, donde las notoriamente pobres condiciones del subsuelo obligan a cimentaciones muy amplias en planta, que terminan interfiriendo inevitablemente con los servicios circundantes, obligando a adoptar formas de subestructura, tanto en pilas, fustes, dinteles, y encepados, variadas, irregulares, y exóticas.

La tipología de las pilas es, en la mayor parte de los casos, la de pila pórtico formada por fustes rectangulares, coronados por dinteles de hormigón armado, aligerados mediante bloques de poliestireno para reducir al mínimo su masa.

Con el propósito de acelerar la construcción, y minimizar la colocación de encofrados y trabajos en altura, los dinteles de los pórticos se concibieron como elementos prefabricados en forma de encofrado de hormigón colaborante, que se izan, colocan en posición, y se conectan a los fustes en sucesivas fases de hormigonado hasta conformar la geometría final del dintel (Fig. 4, 5).



Figura 3. Fabricación en taller de un tramo de viga metálica.

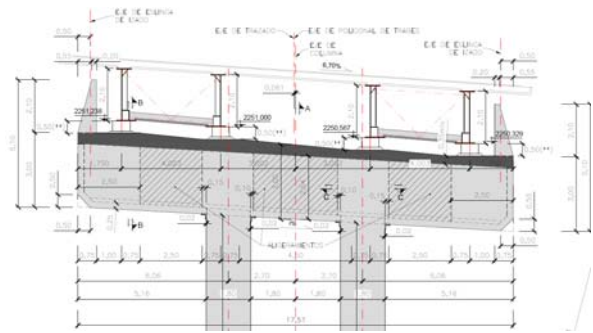


Figura 4. Alzado de dintel prefabricado tipo.



Figura 5. Fotografía de dintel prefabricado preparado para el izado y montaje sobre los fustes.

2.2 Condicionantes sísmicos y marco conceptual del diseño sismorresistente

La peligrosidad sísmica de México en general, y de Ciudad de México en particular, son hechos bien conocidos, y que cuentan con dos exponentes notables, como son el trágico terremoto de septiembre de 1985, y el más reciente de septiembre de 2017.

A la sismicidad de la zona de subducción de la costa del pacífico, y del cinturón volcánico transmexicano, en Ciudad de México se suma el condicionante de un subsuelo especialmente blando formado por depósitos lacustres con arcillas muy plásticas. Esta circunstancia hace que los terremotos de Ciudad de México presenten los picos de aceleraciones para periodos anormalmente largos cuando se comparan con espectros de otras regiones. Este aspecto es especialmente significativo en las zonas más próximas al lago Texcoco, donde los periodos fundamentales de oscilación del terreno se encuentran en el entorno de $T_s=4$ s (Fig. 6).

Este fenómeno proporciona espectros de diseño con mesetas de aceleración muy largas,

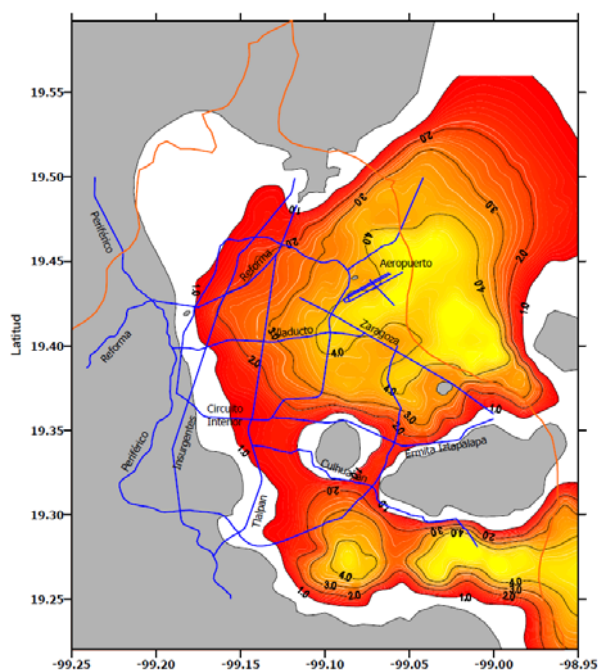


Figura 6. Microzonificación del periodo fundamental del suelo en Ciudad de México. Ordaz et al. [5].

lo que a su vez se traduce en demandas de desplazamiento muy grandes, haciendo que las alternativas para escoger la estrategia sismorresistente sean más reducidas.

Afortunadamente, los tramos P15-P19 y P36-P48 del Viaducto 3 de la AUSN no se encuentran en la zona de depósitos más blandos de la ciudad, si no en una zona de transición relativamente cercana a la zona de lomas. Este hecho permitió recurrir tanto a cimentaciones pilotadas con pilotes *in-situ* (frente a las soluciones con pilotes prefabricados del resto de la AUSN), como a una estrategia sismorresistente basada en un esquema de aislamiento y disipación mediante aparatos elastoméricos con núcleo de plomo.

Cabe destacar que, de haberse situado estos puentes en una zona de terreno más blando, la estrategia con dispositivos aisladores hubiera sido menos evidente, ya que la gran demanda de desplazamientos en los aparatos de apoyo probablemente hubiera invalidado el uso de aparatos elastoméricos, quedando como único recurso el uso de aparatos pendulares con platos de gran diámetro y gran capacidad de desplazamiento.

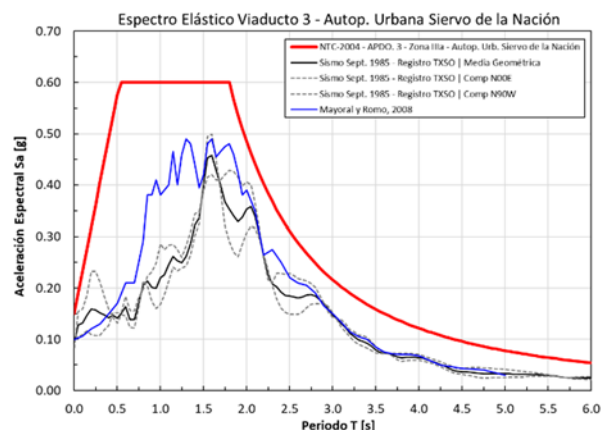


Figura 7. Espectro de diseño del Viaducto 3 de la AUSN (rojo), (negro) espectro del registro en la estación TXSO del sismo de 19/09/1985, (azul) espectro propuesto por Mayoral et al. [4] para la zona de los viaductos.

En términos de la sollicitación sísmica para el proyecto, el espectro de diseño fue el correspondiente a un terreno tipo IIIa de la Normativa Técnica Complementaria 2004 del Distrito Federal, con una meseta de aceleración de $S_a=0.6g$ entre los periodos de $T_a=0.5$ s y $T_b=1.8$ s (Fig. 7). En las inmediaciones de la obra se contaba con una estación acelerométrica (Sosa-Textcoco, TXSO, a escasos 500 m) que registró el gran sismo de septiembre de 1985 pero que dejó de operar poco después, y frente a cuyo espectro se pudo comparar el espectro de diseño adoptado en el proyecto (Fig. 7), el cual proporciona un margen de seguridad adecuado frente a dicho escenario.

3. Descripción de la solución estructural

Como se ha indicado anteriormente, la gran densidad de servicios afectados bajo la traza de los viaductos obliga a un reparto de luces que en ocasiones deja de ser óptimo. El tramo entre pilas P15-P19 cuenta con un vano central de 75 m de luz que salva una rama del Gran Canal y un puente del CEM, y con dos vanos extremos de 28 m y 23 m de luz, que distan de estar compensados. Esta descompensación en la luz de vanos adyacentes introduce un levantamiento

en los apoyos extremos, que se resuelve mediante un sistema de topes antilevantamiento. En la concepción de este sistema se tuvo presente el facilitar la inspección y eventual reparación de los mismos, y está compuesto por vigas metálicas ancladas a la pila mediante tendones de pretensado inyectados con grasas y ceras, bajo estas vigas apoyan con carga ascendente unos muñones metálicos del tablero que se empotran en el mamparo de pila. El aparato de apoyo correspondiente a este tope anti-levantamiento es un aparato elastomérico neopreno-teflón de gran capacidad de desplazamiento, que permite los movimientos del viaducto aislado bajo sollicitación sísmica (Fig. 8). Los apoyos de estas pilas frente a cargas descendentes, sin embargo, se encuentran ubicados bajo las almas del tablero, y son igualmente del tipo elastomérico neopreno-teflón. El tramo entre pilas P36-P48, de 589 m de longitud, se encuentra dividido en dos subtramos de 359 m y 230 m respectivamente, con junta en la pila P43. Esta tramificación permite el uso de aparatos de apoyo elastoméricos en todas las pilas, y por lo tanto extender el concepto de aislamiento y disipación a toda la longitud del viaducto. Las luces de este tramo son más convencionales, y varían entre la máxima de 56 m y mínima de 38 m, con luz típica en el entorno de los 55 m.

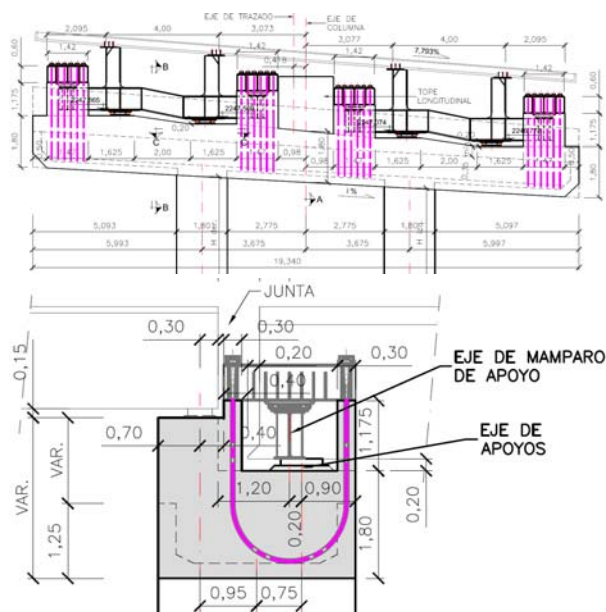


Figura 8. Tope anti-levantamiento.

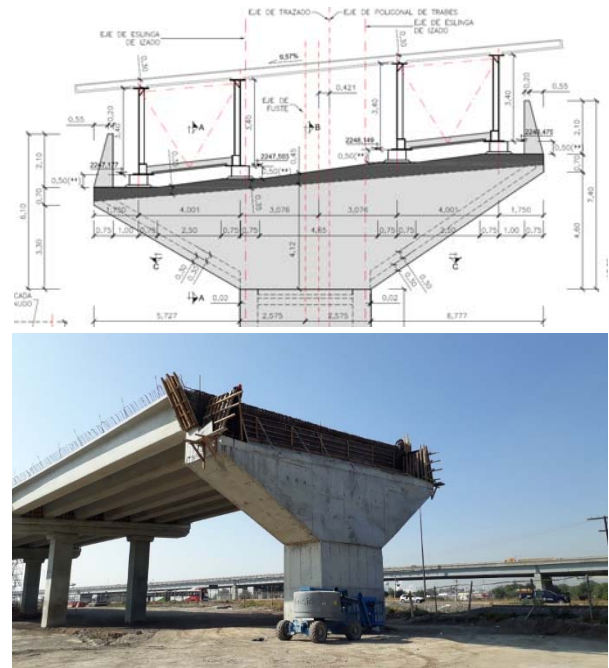


Figura 9. Alzado de pilas martillo.

Las pilas de la estructura son de diversas tipologías, en función de los obstáculos y servidumbres adyacentes. Las pilas P18, P36, P37, y P48 son del tipo martillo con monofuste (Fig. 9). Las pilas P15, P16, P19, P38 a P40, P42 a P47 son de tipo pórtico de hormigón con luces y voladizos de longitud variable (Fig. 10). La P41 es una pila pórtico singular con dintel mixto hormigón-acero (Fig. 11).



Figura 10. Pila en pórtico de hormigón P46.

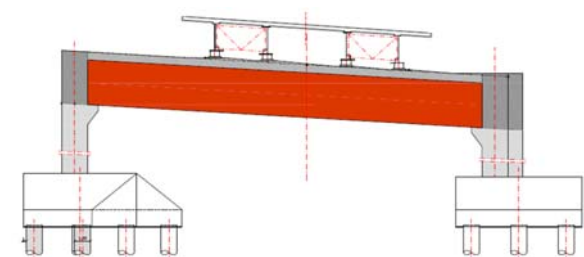


Figura 11. Alzado de la pila P41, con dintel mixto.

4. Proceso constructivo

El viaducto, que se encuentra en construcción en el momento de redacción de este artículo, prevé su finalización en el año 2020. El proceso constructivo comienza con la ejecución de los pilotes *in-situ* y los encepados que conforman las cimentaciones (Fig. 12). Seguidamente se ejecutan los fustes de las pilas, proceso que puede ejecutarse en paralelo con la producción de los elementos prefabricados que conforman los dinteles y cabezales de las columnas (Fig. 13). Tal y como se ha comentado anteriormente, los elementos prefabricados de los dinteles y cabezales de pilas se han diseñado de tal forma que sirvan de encofrado colaborante, sobre el que se realizan varias fases de hormigonado, en concreto, primero se realiza la fase del macizado del elemento prefabricado en las zonas bajo apoyos sobre fustes y, en una fase posterior, se hormigona la tabla superior del dintel (Fig. 13).

Tras la ejecución de la subestructura se procede al montaje de la estructura metálica, siguiendo un esquema de montaje tal que reproduce las leyes de flexión de una viga continua, es decir, dejando las juntas de montaje a, aproximadamente, un quinto de la luz en los vanos intermedios. Una vez montada la estructura metálica, se procede al hormigonado de la losa inferior en las zonas de las pilas intermedias, logrando una sección mixta a flexión negativa, algo que permite conseguir un diseño de platabandas inferiores más eficiente.



Figura 12. Ferrallado de encepado de canto variable.

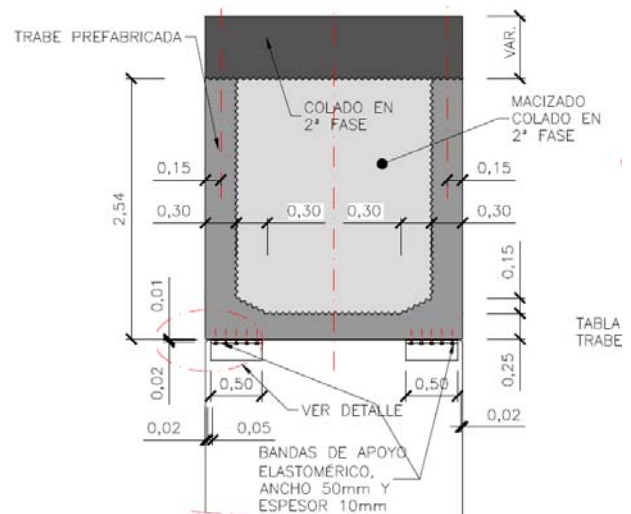


Figura 13. Vista y sección transversal de dintel prefabricado con las sucesivas fases de hormigonado.

Seguidamente se ejecuta la losa superior de hormigón solamente en las zonas que quedan entre las almas de los cajones estrictos para, en una segunda fase, hormigonar el tramo restante de la losa superior (los voladizos y el tramo central entre cajones).

Finalmente, se realizan los acabados del puente, tales como las barreras, pavimentación, colocación de juntas y, por último, la prueba de carga.



Figura 14. Tramo metálico preparado para ser izado.

5. Estrategia sismorresistente y análisis sísmico de la estructura

Como se ha comentado anteriormente, la estrategia sismorresistente adoptada para los dos tramos de viaducto entre P15-P19 y P36-P48 ha sido la de un esquema de aislamiento y disipación con aparatos de apoyo elastoméricos con núcleo de plomo (Fig. 15, 16). Esta estrategia presenta dos ventajas fundamentales, frente a la más convencional de recurrir a formación de mecanismos dúctiles en forma de rótulas plásticas. Por un lado, es más versátil, en el sentido de que permite jugar con las características de los aparatos para establecer el nivel máximo de sollicitación sísmica de la estructura, de manera que sea menos dependiente del resto de factores que condicionan el dimensionamiento de la subestructura. Por otra parte, asegura que todos los mecanismos inelásticos, y que reducen la sollicitación en la estructura, se producen en los propios aparatos de apoyo, liberando por lo tanto a la subestructura de los daños asociados a la formación de rótulas plásticas. Por último, y como consecuencia de lo anterior, reduce al mínimo los costes directos asociados con la reparación de la subestructura tras el sismo, y permite el uso inmediato de la infraestructura tras el terremoto, una vez que se ha realizado la inspección pertinente de su estado.

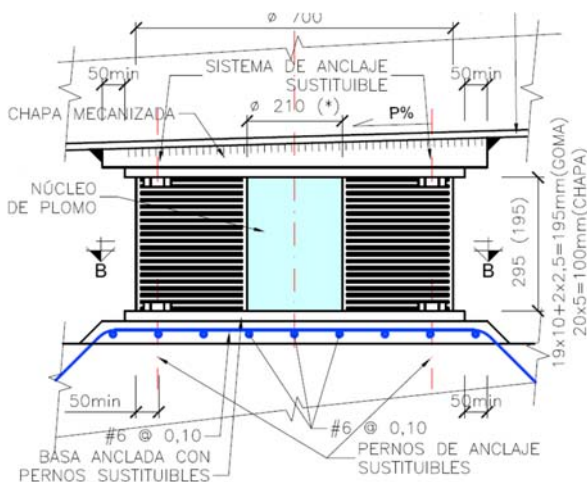


Figura 15. Aparatos de neopreno con núcleo de plomo $D_{ext}=700$ mm.



Figura 16. Aparatos de neopreno con núcleo de plomo $D_{ext}=700$ mm.

Estos aparatos de apoyo, a fin de que sean eficientes en el aislamiento y disipación de la de la estructura frente a la acción sísmica deben ser flexibles, y ser capaces de absorber un desplazamiento elevado manteniendo su capacidad de carga vertical. En consecuencia, el término que gobierna el diseño de este tipo de aparatos de apoyo es, frecuentemente, su estabilidad frente a cargas verticales concomitante con el desplazamiento horizontal máximo de situación sísmica.

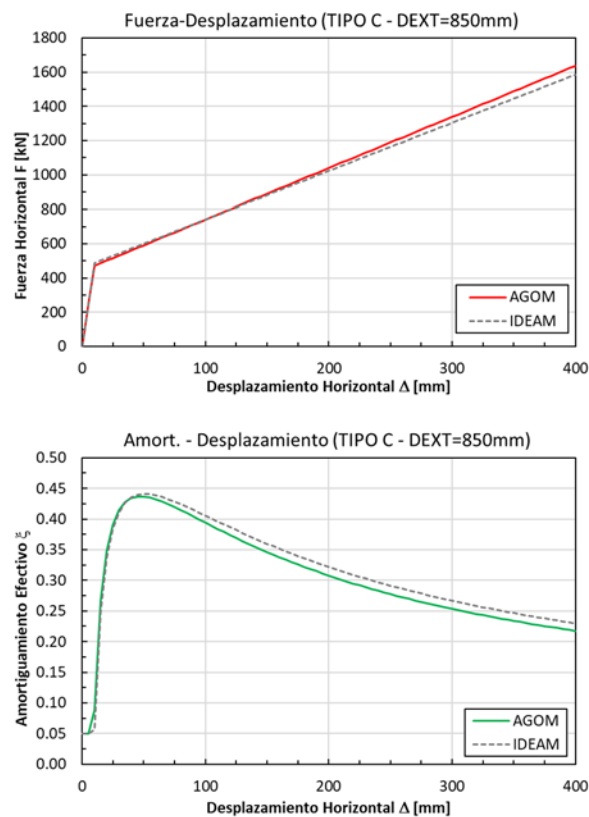


Figura 17. (sup.) Curvas de un aparato de apoyo con núcleo de plomo, de proyecto y ensayadas en laboratorio. (sup) Fuerza-desplazamiento. (inf) Amortiguamiento-desplazamiento.

En este sentido, resulta fundamental establecer un protocolo de ensayos mediante los cuales se pueda confirmar que las características de rigidez elasto-plástica y amortiguamiento de los aparatos de apoyo especificados en proyecto se corresponde con los realmente fabricados e instalados (Fig. 17). En el proyecto de los viaductos de Gran Canal, se estableció que la normativa y protocolo de ensayos que debían satisfacer los aparatos de apoyo fuera la norma europea EN 15129:2009 de dispositivos antisísmicos, especialmente completa cuando se compara con sus homólogas mexicanas y AASHTO.

Para el análisis del comportamiento de los aparatos con núcleo de plomo, y de la subestructura, se procedió primero mediante un enfoque simplificado, para realizar un preencaje de los aparatos y valorar diversas alternativas, según los procedimientos establecidos en AASHTO *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*, y EN 1998-2:2005, basados en una linealización equivalente del comportamiento no lineal de estos aparatos. En una segunda fase se realizó un estudio de la respuesta mediante una batería de análisis *time-history* tomando como acción sísmica un conjunto de 100 parejas de acelerogramas sintéticos (Fig. 18) (dirección N-S y E-W) compatibles con el espectro de diseño (Fig. 19), y el acelerograma registrado en la estación Sosa-Textcoco durante el sismo de septiembre de 1985.

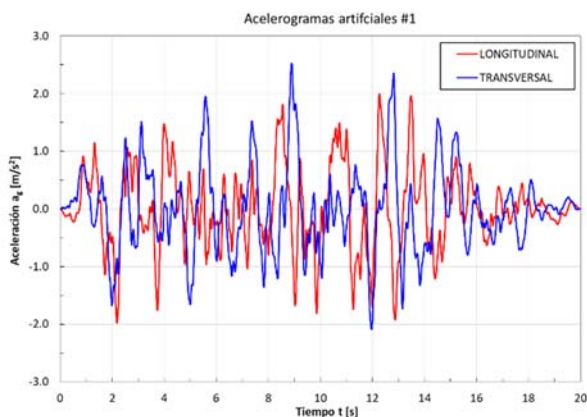


Figura 18. Ejemplo de pareja de acelerogramas artificiales empleados para el análisis *time-history*.

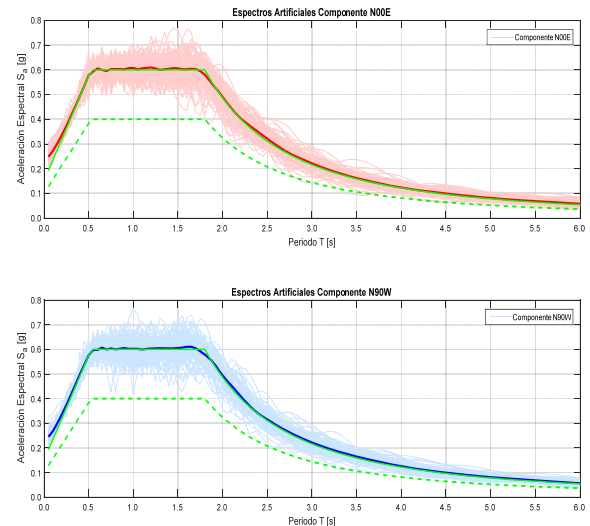


Figura 19. Espectros de los acelerogramas sintéticos empleados en el análisis.

El gran número de análisis *time-history* realizados permitió desarrollar un estudio estadístico de sensibilidad la respuesta estructural y de los aparatos de apoyo frente a la incertidumbre de la forma de la acción del sismo.

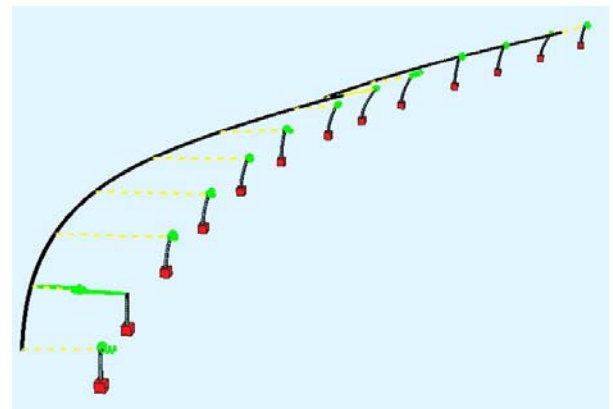


Figura 20. Modelo 3D para análisis *time-history*.

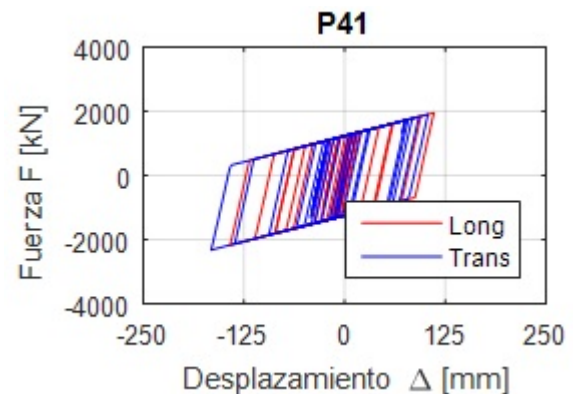


Figura 21. Ciclos de histéresis en aparatos de apoyo con núcleo de plomo para análisis *time-history*.

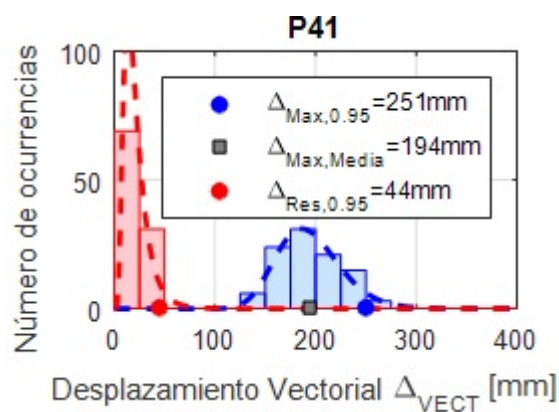


Figura 22. Histograma de desplazamientos en aparatos de apoyo.

Este análisis de fiabilidad permite establecer rangos de fiabilidad del comportamiento de la estructura, en forma de intervalos de confianza de la magnitud analizada (Fig. 22), y proporciona en términos cuantitativos la probabilidad de rebasar ciertos umbrales de desempeño.

Agradecimientos

Propiedad: Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México.

Constructora: Mota-Engil.

Proyecto Constructivo: IDEAM.

Asistencia Técnica especializada durante la ejecución de las obras: IDEAM.

Referencias

- [1] AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design. Third Edition. July 2010.
- [2] EN 1998-2 :2005. Seismic resistant design. Bridges. CEN Comité Européen de Normalisation.

- [3] EN 15129:2009 anti-seismic devices. CEN Comité Européen de Normalisation.
- [4] Mayoral, J. M. Romo, M. P. Osorio, L. Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 28 (2008). 507-521.
- [5] Ordaz, M., Miranda, E., & Avilés, J. Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*. 8 (2003). 189-207.
- [6] Constantinou, M. C. Whittaker, A. S. Kalpakidis, Y. Fenz, D. M. Warn, G. P. *Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading*. CALTRANS Report. (2007).
- [7] Constantinou, M. C. Kalpakidis, I. Filiatrault, A. Ecker-Lay, R. A. *LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. Technical Report MCEER-11-0004. (2011).
- [8] Buckle, I. Constantinou, M. C. Dicleli, M. Ghasemi, H. *Seismic Isolation of Highway Bridges*. Federal Highway Administration Report. (2006).
- [9] Weisman, J. Warn, G. Stability of elastomeric and Lead-Rubber Seismic Isolation Bearings. *Journal of Structural Engineering*. 138 (2012). 215-223.