

Interacción suelo-estructura y cálculo sísmico en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

Soil-Structure Interaction and Seismic Analysis in the design of the Cable-Stayed Bridge between the islands of Cebu and Mactán (Philippines).

Javier Muñoz-Rojas^a, Pedram Manouchehri^b, Borja Martín^c, Jose Manuel Domínguez^d, Sara Fernández^e, Donata Trost^f

^{a, c, d, e} Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid.

^b Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.L., Universidad Politécnica de Madrid.

^f Ingeniero Civil, Carlos Fernández Casado S.L. Sucursal Perú.

RESUMEN

El puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán es la obra principal de la concesión *Cebu Cordova Link Expressway*. Tiene un vano principal de 390 m de luz y un tablero de hormigón pretensado con sección cajón atirantado de torres verticales. La obra se encuentra en una zona de gran sismicidad a cuyo efecto se suma la necesidad de tener en cuenta efectos de la variabilidad espacial de la acción sísmica debido al marcado cambio de las condiciones del terreno a lo largo de su trazado. Por otro lado la caracterización de la interacción suelo-estructura cobró especial importancia tanto para el diseño sísmico como frente al de impacto de barco al encontrarse en una zona de intenso tráfico marítimo.

ABSTRACT

The cable-stayed bridge between the Cebu and Mactan island is the main work of the road concession *Cebu Cordova Link Expressway*. The 650 m long bridge has a 390 m long main span and prestressed concrete box girder supported by cable stays from the vertical towers. The structure is located in a highly seismic region and in addition giving the different soil conditions at the supports the dynamic analysis was carried out considering the effect of spatial variability of strong motions. On its turn, the assessment of the soil-structure interaction proved to be critical in both seismic and vessel collision analysis especially since the bridge spans a channel of intense maritime traffic.

PALABRAS CLAVE:

Puente atirantado, cálculo sísmico, variabilidad espacial, interacción suelo-estructura, impacto de barco

KEYWORDS:

Cable-stayed bridge, seismic analysis, spatial variability of ground motion, soil-structure interaction, vessel collision

1 Interacción suelo-estructura y diseño de cimentaciones

1.1 Introducción

El Puente de Cebú-Mactán se sitúa sobre el canal que separa ambas isla. Las condiciones geológicas-geotécnicas en la zona de apoyo del puente son bastante heterogéneas.

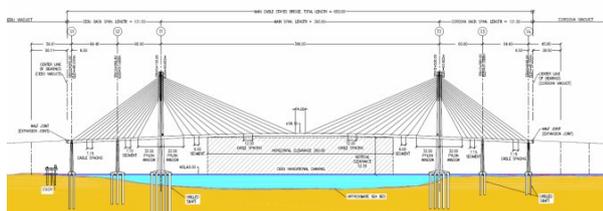


Figura 1 Alzado y vista frontal del puente, diseño de detalle

En el lado Cebú se encuentran depósitos arcillosos y arenosos blandos recientes, con fuerte presencia de limos y depósitos de arenas bajo los que aparecen sustratos de roca coralina degradada y de depósitos de origen volcánico. Del otro lado debajo de los depósitos blandos superficiales, en este caso de menor espesor, aparecen formaciones calizas del tipo coralino, y por tanto con mucha presencia de huecos.

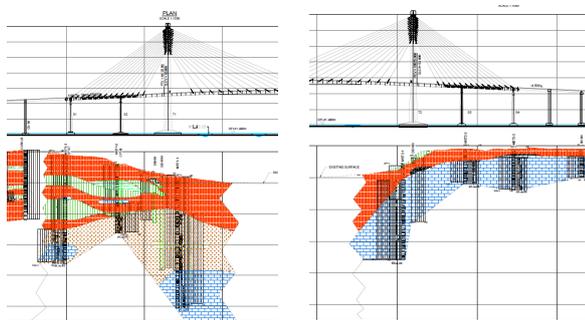


Figura 2 Estratigrafía del sitio

Estas condiciones llevaron a la necesidad de cimentaciones profundas, trabajando principalmente por fuste. Dada la presencia de grandes reacciones horizontales (viento, sismo,

impacto de buques) se recurrió a grandes diámetros (de 2.00 a 2.50 m) con longitudes de hasta 60 m en las zonas más desfavorables.

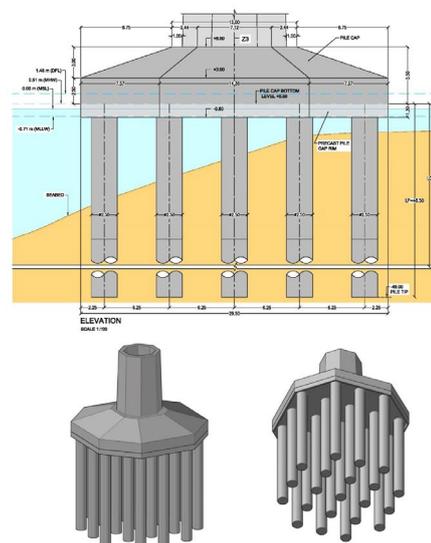


Figura 3 Cimentación de la torre 2

La interacción suelo-estructura juega un papel fundamental en la respuesta global de la estructura así como en el dimensionamiento local de las cimentaciones frente a la acción sísmica y las cargas de impacto de barco. El modelo general del puente incorpora la matriz de flexibilidad equivalente obtenida de una modelación simplificada lineal con mecanismos tipo Winkler.

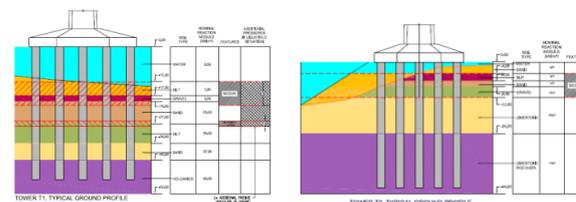


Figura 4 Caracterización del terreno en las cimentaciones de las torres

Sin embargo para evaluar la capacidad última o resistente en los modelos de cálculo es necesario emplear muelles no lineales, lo que lleva a implementar cientos de estos, donde cada resorte representa las propiedades de la capa de suelo correspondiente según un

conjunto de curvas P-y, T-z/Q-z. En esta caracterización y en la resistencia del suelo cobra particular importancia el comportamiento de las capas de arcillas en las cuales una vez sobrepasada la capacidad última del suelo la rigidez disminuye.

El modelo analítico empleó muelles no lineales con características de las curvas p-y de acuerdo a las formulaciones de Rees (1974)[1] y Matlock(1970)[2] para las arenas y arcillas respectivamente.

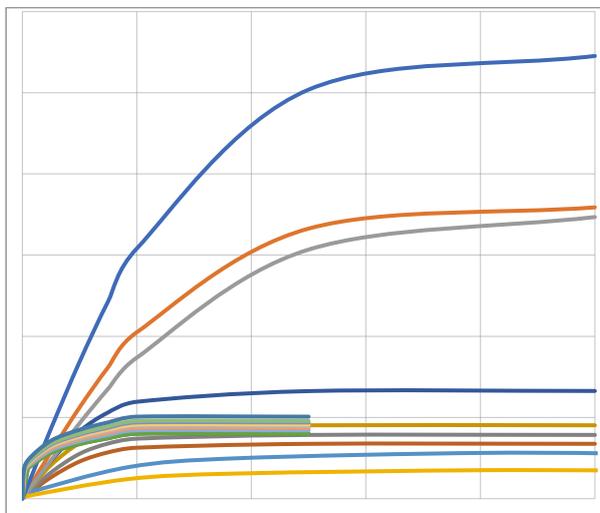


Figura 5 Curvas P-y

Estas curvas p-y se desarrollan normalmente en base a ensayos a escala real de pilotes entre 0.3 y 0.4 metros de diámetro. Por el momento no hay consenso sobre si el diámetro de los pilotes afecta al comportamiento de la formulación de las curvas P-y. Pender (1993) sugiere que el módulo de balasto usado en la formulación P-y aumentaría linealmente con el diámetro del pilote, pero Rees y Van Impe [3] afirman que, en el caso de arenas, no se han realizado estudios sobre la influencia del diámetro en las curvas p-y. Se han realizado estudios de caso de pilotes, algunos de gran diámetro, que no revelan influencia particular alguna del diámetro de los mismos[4]. Es de notar, sin embargo, que virtualmente todos los mencionados ensayos en arenas han sido realizados únicamente mediante cargas estáticas.

2 Comprobación de los pilotes bajo carga de impacto de barco

En el dimensionamiento de las cimentaciones la acción sísmica y en alguna medida la del viento y la del impacto de barco fueron condicionantes. Esta última particularmente para la de las dos torres.

Las cargas de impacto se derivan de los estudios realizados por [5] para la propiedad de acuerdo a la metodología del AASHTO[6] teniendo en cuenta los condicionantes del sitio, la batimetría así como el tráfico marítimo esperado en el canal de Mactán [7] Se trata de un proceso iterativo en tanto depende de la ocupación final que presenten los obstáculos en el canal que fue evolucionando con el proyecto. El valor final resultó en cargas de 110 MN en las torres y de 70 MN en la pila de retenida del lado Cebú. En el resto presentaba valores más reducidos.

Dado que se trata de una situación accidental se debe garantizar el no colapso de la estructura pero se admite que esta sufra daños o plastificaciones para resistir esta situación. Ante el impacto en una de las cimentaciones la capacidad de reparto al resto de la estructura se comprobó que era muy limitada (del orden del 5%) por lo que prácticamente cada cimentación debe ser autoportante ante esta acción.

En la fase de concurso para optimizar el diseño se buscó que el número de pilotes necesarios por necesidades de carga vertical no tuviera que ser aumentado para resistir las cargas horizontales del impacto de barco. Era pues imperativo reproducir con precisión la interacción pilote-terreno para evaluar las flexiones resultantes en el pilote. Dado que no se contaba con una caracterización muy detallada, se recurrió a valores aproximados y a realizar un modelo sólido en el que el terreno también se reproducía como un material con un módulo derivado las propiedades disponibles. El software empleado fue Abaqus[8].

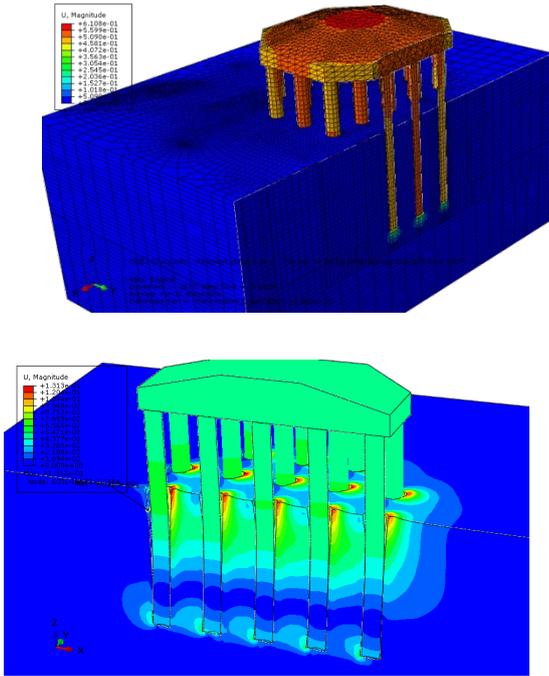


Figura 6 Modelo inicial 3D de las cimentaciones con elementos sólidos

En la fase de diseño de detalle la interacción suelo-estructura se realizó por medio de curvas p-y tal como se ha relacionado en el apartado anterior. La cimentación se estudió con un modelo de elementos finitos en este caso empleando elementos lámina en el encepado y elementos tipo barra definidos a partir de las secciones de hormigón armado con su correspondiente armadura y comportamiento no lineal de los materiales en los pilotes. La rigidez de la superestructura y su contribución al comportamiento de la cimentación durante el impacto se tiene en cuenta mediante resortes equivalentes obtenidos del modelo general. El programa empleado fue SOFISTIK[9].

Todas los pilotes tienen 2.5 m de diámetro excepto en S1, con diámetros de 2.0 m. Los límites últimos de los materiales son 40 MPa para el hormigón y 520 MPa para el acero. Adicionalmente, el efecto grupo se ha tenido en cuenta según AASHRO LRFD 2017[6].



Figura 7: Modelo final de las cimentaciones

Ante el impacto máximo para optimizar el dimensionamiento de la armadura se asume que parte de la energía se disipa a través de la plastificación del acero de los pilotes. Las siguientes figuras ilustran el estado tensional en la sección de hormigón y acero considerando el comportamiento no lineal de los materiales de la cimentación de torre T1 bajo la carga de impacto de 110 MN así como la deformación ampliada.

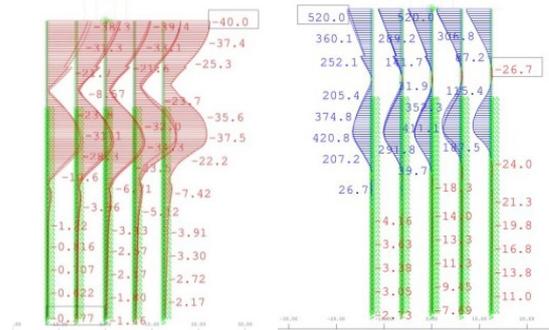


Figura 8: Tensiones en hormigón y acero de pilotes de T1 bajo el impacto de barco (MPa)

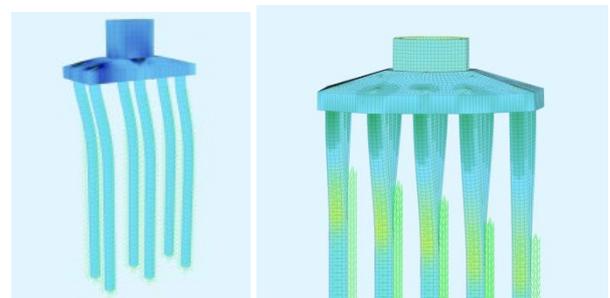


Figura 9: Deformadas de S1 y T2 bajo el impacto de barco

El estudio permitió validar el diseño de las cimentaciones sin necesidad de disponer más pilotes para resistir cargas horizontales que

los que condicionaba la capacidad necesaria para cargas verticales del resto de situaciones de carga así como optimizar la cuantía de armado en los pilotes, que con asunciones más simples llevaban a superar los límites de la norma.

2.1 Comprobación del encepado

El diseño de los encepados requirió a su vez estudio detallado para optimizar la cuantía y distribución de la armadura de refuerzo. Los modelos de bielas y tirantes se mostraron demasiado simplistas y conservadores por lo que se recurrió a modelos más avanzados con elementos sólidos implementando una definición más compleja del comportamiento del material, incluyendo fisuración y plastificación. Para estudiar bien la distribución de tensiones en el hormigón empleando este caso el software Abaqus[8]. Las longitudes de los pilotes se ajustan a 5 m para simplificar el análisis.

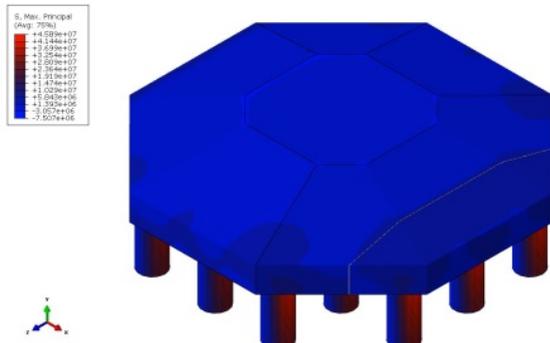


Figura 10 Vista del modelo de elementos sólidos para el estudio del encepado

Las reacciones en los pilotes obtenidas del anterior modelo (Sección 2) se introducen en este nuevo modelo.

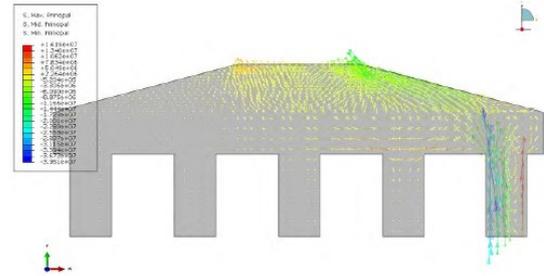
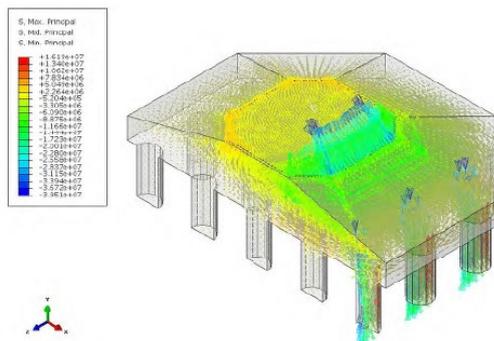


Figura 11: Distribución de tensiones bajo

La verificación de la capacidad de la armadura del encepado se realiza evaluando la resultante de tracciones en los planos verticales y horizontales más desfavorables.

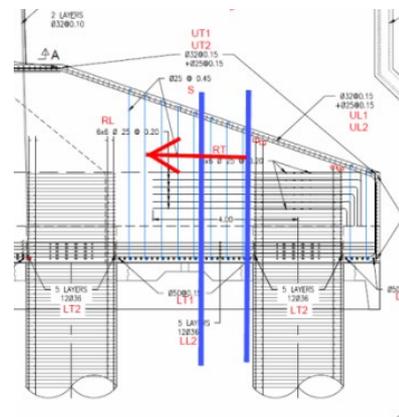


Figura 12. Edge pile. Vertical cuts for the evaluation of horizontal tension forces

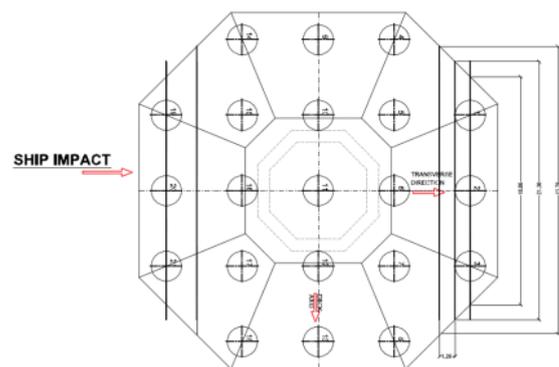


Figura 13: Encepado – Vista superior (la flecha muestra la dirección del impacto de barco)

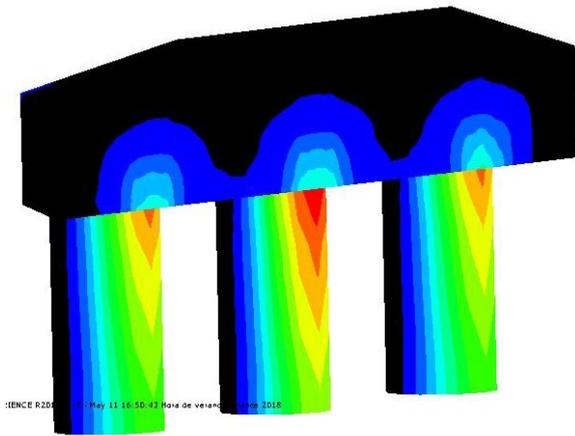


Figura 14: Vista 3D de la sección A-A (tensiones de tracción)

El estudio realizado de forma iterativa permitió definir y distribuir armaduras especiales en cara superior así como la necesaria para garantizar la continuidad con la de los pilotes en particular en los de esquina, para poder garantizar la inversión de momentos que puede producirse bajo el impacto de barco dependiendo de la dirección de éste. Ver Figura 15, mostrando modelo detallado con distribución de armadura.

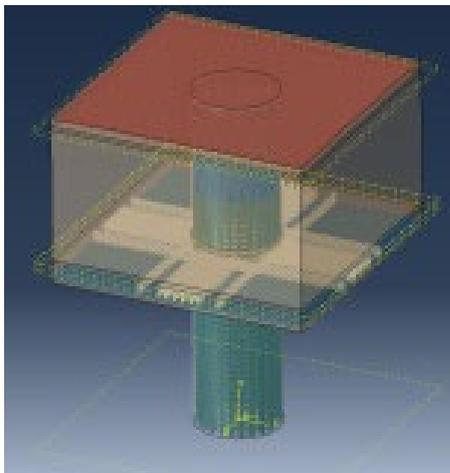


Figura 15: Modelo local para la verificación de la resistencia de la armadura efectivamente dispuesta.

3 Cálculo sísmico.

3.1 Caracterización del sismo

Filipinas está situada en una zona tectónicamente compleja del sudeste asiático que incluye fuentes sísmicas tanto de subducción como más superficiales. Es por ello

que ha experimentado gran cantidad de seísmos de gran magnitud en tiempos históricos.

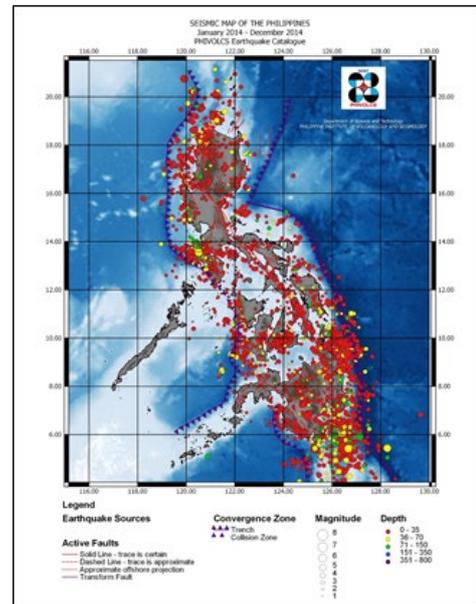
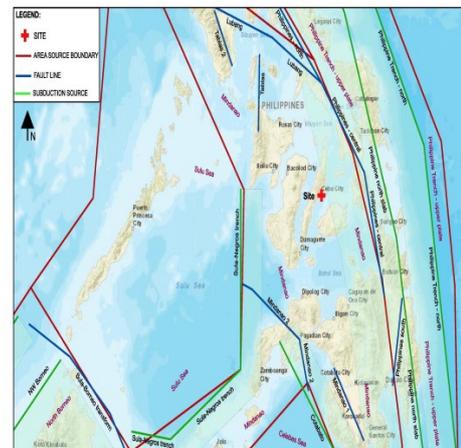


Figura 16. Mapa sísmico de Filipinas los epicentros de sismos históricos [10].



Para la fase del concurso el cliente estableció una caracterización del sismo basada en espectros de respuesta para un suelo tipo II de acuerdo los criterios de la DPWH [11].

El estudio de peligrosidad sísmico (PSHA) realizado posteriormente en la fase de diseño[12,13] detectó que las condiciones a lo largo de la traza condiciones muy variables y correspondientes a los tres tipos definidos en la norma. Por ello aportó espectros para los tres

tipos de suelo para los dos niveles de sismo con periodo de retorno 100 y 1000 años. Las PGA para cada uno de ellos se incluyen en la siguiente tabla que puede verse en la Tabla 1:

DPWH BSDS classification	Level 1 Earthquake	Level 2 Earthquake
Soil Profile Type I	0.186g	0.416g
Soil Profile Type II	0.216g	0.473g
Soil Profile Type III	0.221g	0.473g

Tabla 1 PGA para distintos tipos de suelo y niveles de sismo

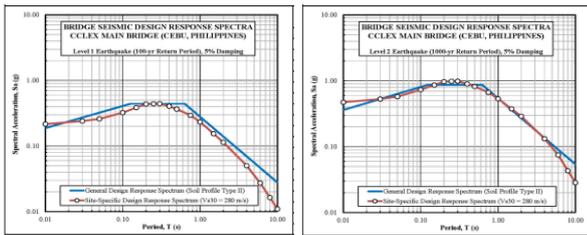


Figura 18. Espectros de respuesta sísmica del sitio (suelo tipo II)[14].

3.2 Modelo de cálculo.

El modelo numérico fue el mismo que el empleado en el dimensionamiento general utilizando SOFiSTiK[9] incorporando las características de las secciones de hormigón armado de la subestructura para llevar a cabo un cálculo no lineal tanto del material como la no linealidad geométrica y el efecto P-D cuando ha sido necesario. La interacción suelo-estructura, definida en la sección anterior, es incluida en este análisis.

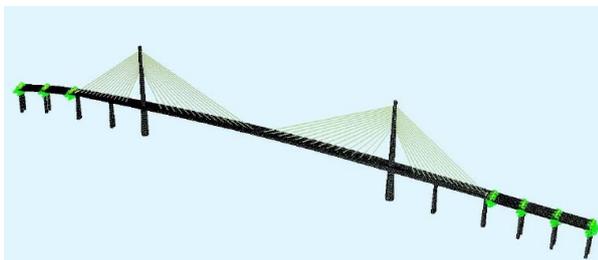


Figura 19. Modelo general con elementos barra.

El análisis en el dominio del tiempo bajo acelerogramas sintéticos de entrada y por integración directa, aunque considerado como el método más riguroso posible, es muy costoso en términos computacionales. Por ello, para

estimar la capacidad inelástica del modelo utilizado en el proceso de diseño, se ha utilizado un análisis incremental no lineal modal (pushover) para acelerar el cálculo así como para estimar la capacidad post-elástica de la estructura. Las figuras 20 y 21 muestran la carga incremental aplicada basada en el primer modo lateral del puente, así como la evaluación de la capacidad por este método[15–17].

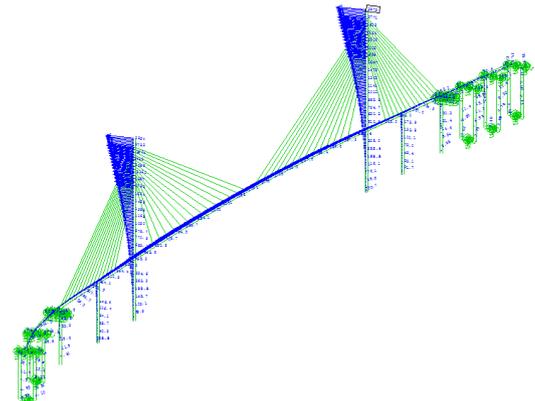


Figura 20: Patrón de deformación

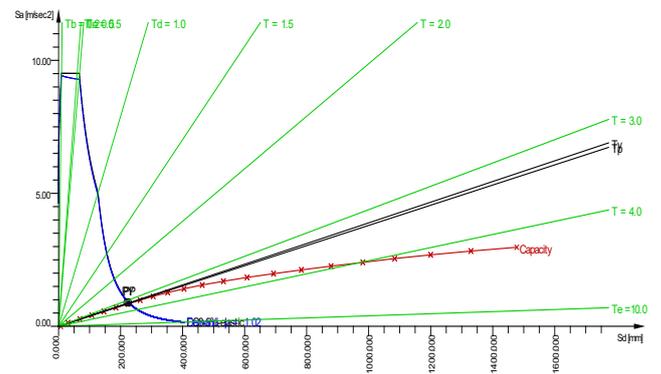
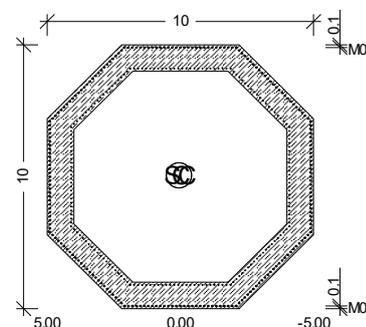


Figura 21: Procedimiento del EC-8



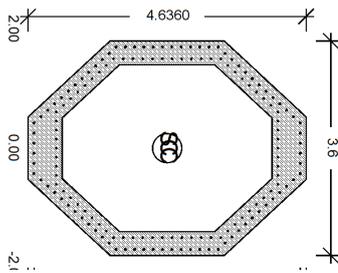


Figura 22: Propiedades de la sección armada – torre sección más grande) Variabilidad espacial del desplazamiento del suelo

El diseño sísmico de estructuras de gran longitud, como es el caso de los puentes, requiere tener en cuenta la variabilidad espacial del movimiento del suelo (SVGM en inglés). Esto se debe a que el movimiento sísmico varía a lo largo de la dirección de propagación, por lo que el movimiento registrado en localizaciones ubicadas a cierta distancia entre sí será distinto.

Varios factores pueden contribuir a la variabilidad espacial de los movimientos[18,19]:

- Efectos del paso de onda
- Atenuación con la distancia
- Wave scattering
- Variación de las condiciones del suelo

En general el factor que suele contribuir más a crear diferencias en el movimiento del suelo es el último.

La diferencia relativa de desplazamiento entre apoyos que esto provoca puede traducirse en fuerzas internas significativas en el caso de estructuras con múltiples apoyos, efecto que no se recoge en un análisis ordinario en el dominio del tiempo, en el que se utiliza una excitación síncrona en todos los apoyos.

Una característica importante que incrementa el impacto de la variabilidad espacial es la presencia de suelos blandos en la ubicación del proyecto. Según la información geotécnica disponible, la velocidad de la onda de corte V30 es de 162 m/s, valor relativamente bajo, lo cual reduce la velocidad de propagación, aumentando el decaje temporal entre las excitaciones en cada cimentación.

Además, el tipo de suelo no es constante a lo largo del puente, lo que incrementa la reflexión y refracción de las ondas y reduce por tanto la coherencia del contenido frecuencial y la amplitud entre las excitaciones en los distintos soportes. Estas propiedades del suelo, así como la elevada sismicidad de la región, hicieron esencial evaluar este efecto y su influencia en el diseño. Este documento proporciona una descripción somera del procedimiento. Está prevista la publicación de un artículo más extenso desarrollando este tema.

La respuesta de la estructura bajo variabilidad espacial puede evaluarse bien mediante la técnica de vibraciones aleatorias o mediante simulaciones según el método de Monte Carlo. El primero de los dos se basa en el principio de superposición, por lo que no puede aplicarse a sistemas no lineales. Por ello, el método de Monte Carlo es el único que permite una evaluación rigurosa de la respuesta no lineal de la estructura.

La norma AASHTO[20], base de la norma local DPWH[11] permite abordar esta situación de una forma aproximada y en principio conservadora empleando un espectro envolvente de los distintos tipos de suelo. Esta aproximación tiene obvias limitaciones y no parece recomendable para obras tan singulares como esta. La AASHTO también indica que este efecto puede estudiarse con método paso a paso a partir de acelerogramas compatibles con el espectro correspondiente.

El Eurocódigo-8 [15] plantea también un método aproximado algo más consistente. La variabilidad especial se evalúa con un método pseudo-estático a partir de un conjunto de desplazamientos impuestos a los soportes en cada dirección combinados con la regla SRSS con los provenientes del cálculo modal asumiendo las condiciones más desfavorables del terreno.

Este sistema fue el que se propuso y se recogió en las Design Basis[7] y con sus resultados se llevó a cabo el dimensionamiento.

En paralelo se llevó a cabo también un cálculo paso a paso no lineal a partir de acelerogramas compatibles con los espectros de diseño con objeto de calibrar la bondad de este método. Los siguientes apartados aportan detalles de todos estos aspectos.

3.2.1 *Cálculo no lineal con variabilidad espacial en el dominio del tiempo*

Se usan tres conjuntos de acelerogramas sintéticos, compatibles con el espectro y proporcionados por el equipo geotécnico[14] para simular el comportamiento de la estructura bajo “desplazamientos reales”. Para ello los acelerogramas se desarrollan a partir de tres registros reales y mediante la técnica de concordancia espectral usando la técnica desarrollada por Al Atik y Abrahamson (2010)[21], lo que significa que el contenido frecuencial de estos acelerogramas sintéticos se ajusta para ser similar al espectro de respuesta real en la localización del puente.

Es por ello que no se espera que ninguno de estos acelerogramas provoque una respuesta significativamente mayor que la obtenida mediante el análisis modal espectral. Por esta razón, el análisis en el dominio del tiempo puede utilizarse para validar el análisis modal espectral: En primer lugar, para verificar si se han incluido un número suficiente de modos, en segundo lugar, para evaluar si se ha utilizado una fórmula de combinación modal adecuada. Los acelerogramas reales utilizados son (proporcionados por NV5[14]) los de:

- **Chi-Chi** 1999, Taiwan
- **Iwate**, 2008, Japón
- **Darfield**:2010, Nueva Zelanda

Se realizaron estudios teniendo en cuenta la variabilidad espacial introducida por las condiciones diferentes del suelo introduciendo en cada soporte la excitación correspondiente al suelo característico en su entorno. Se añadió en otros posteriores el efecto adicional de

variabilidad por paso de onda o wave scattering. Para este estudio, se generó un conjunto de simulaciones condicionales de movimiento sísmico en los seis puntos de cimentación del puente, basadas en el acelerograma de “Iwate”. Este fue seleccionado debido a que era el más demandante de los tres que fueron proporcionados en la posición de las torres. Se generó este conjunto de acelerogramas de acuerdo a los procedimientos de (Deodatis, 1996)[22] que incluye los efectos de la incoherencia, paso de onda y variabilidad de la respuesta entre localizaciones. Se realizó un ajuste adicional de estos acelerogramas corrigiendo el valor de referencia de acuerdo con el procedimiento de (Chiu,1997)[23].

Las diferencias que se encontraron fueron de cierta magnitud. Por ello se realizó una comprobación adicional para evaluar cuál sería el efecto de la variabilidad espacial del input sísmico en esta obra en condiciones del suelo homogéneas. El resultado mostró que no era ni mucho menos irrelevante, lo cual pone de manifiesto que un diseño convencional basado en un espectro uniforme -que es el que habitualmente se emplearía en una obra de este tipo en el caso de que no se presentaran condiciones heterogéneas del suelo- nos habría llevado a una situación no del lado de la seguridad.

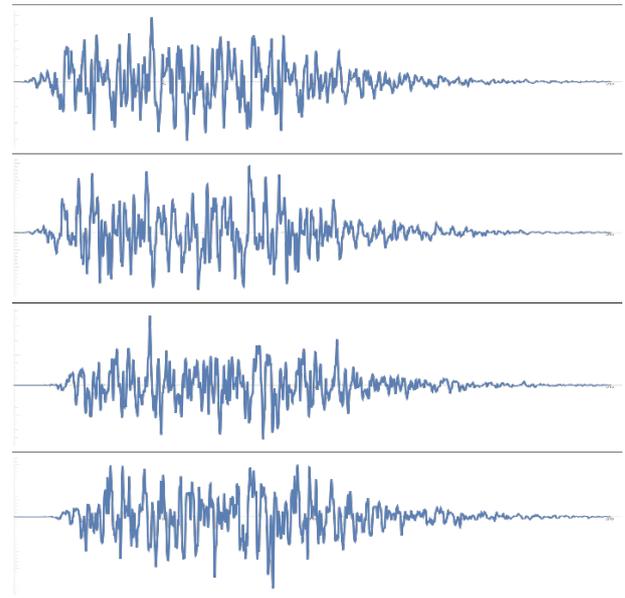


Figura 23 Acelerogramas sintéticos

3.2.2 Evaluación de la variabilidad espacial usando la metodología del Eurocódigo 8

La metodología propuesta evalúa la variabilidad espacial simplemente mediante procedimientos pseudo-estáticos. Se imponen un conjunto de desplazamientos en los apoyos, lo que incluye dos conjuntos en cada dirección horizontal por separado. Estos resultados se combinan con los de la respuesta inercial mediante la regla SSRS, donde se selecciona el conjunto de desplazamientos para corresponder al peor tipo de suelo bajo los apoyos.

Los desplazamientos resultantes de los conjuntos “A” y “B” se muestra en el Figura 24.

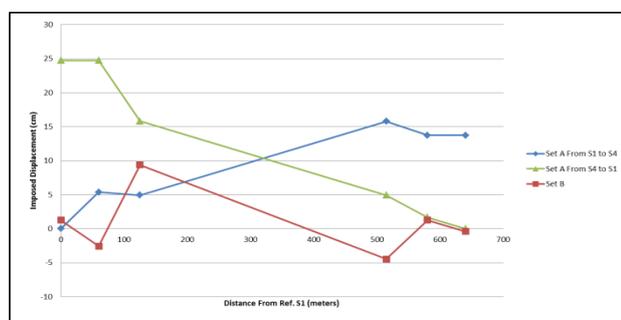


Figura 24 Desplazamientos derivados (puntos 0 y 640 representan S1 y S4, respectivamente)

Se calculó el conjunto “A” en ambos sentidos, suponiendo que el movimiento se propaga desde el apoyo S1 al apoyo S4 y viceversa. Los resultados son distintos dado que la distancia entre apoyos es mayor que la distancia a la que puede considerarse correlación en el movimiento. Por ello, algunos de los desplazamientos evaluados toman su valor según el máximo permitido por el código. Este valor depende del tipo de suelo, por lo que los máximos en los conjuntos “A” son diferentes dependiendo del sentido en que viajen las ondas.

Conviene recordar que un estudio exhaustivo de Sextos (2009) indica que las reglas contenidas en el Eurocódigo pueden no ser lo suficientemente precisas cuando la estructura se sitúa sobre perfiles de suelo variable: “la distinción que EC-8 hace entre suelos

uniformes y no uniformes es válida, aunque en términos absolutos el método no es fiable al cuantificar el efecto desfavorable de la variabilidad del suelo”[24]

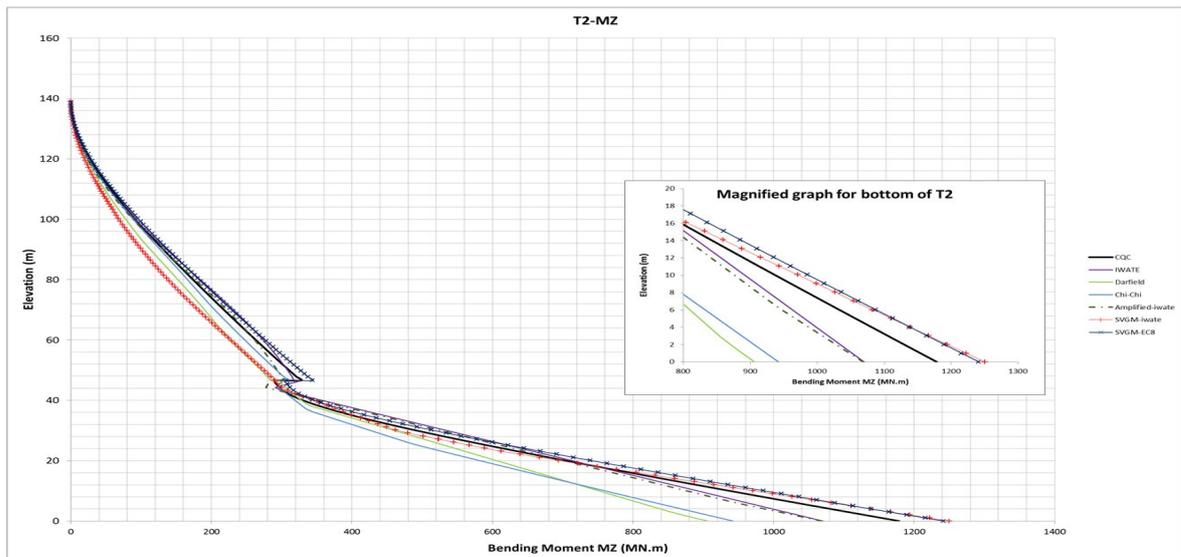
3.2.3 Comparación de resultados

Tras el análisis de la estructura por paso de tiempo mediante los mencionados acelerogramas sintéticos se obtuvo gran cantidad de información, de entre la cual se destaca la distribución de momentos flectores en la torre T2 (Figura 26) para ilustrar el efecto de las diferentes excitaciones de la estructura y sus apoyos. Lo siguiente puede observarse en la Figura 25.

La respuesta del puente a las aceleraciones sincrónicas de *Chi-Chi* y *Darfield* queda por debajo de la demanda de *Iwate*. Sin embargo, el resultado de los acelerogramas sintéticos indica una demanda menor que la obtenida en el análisis modal (CQC) en todas las secciones.

Las aceleraciones en el caso del “*Iwate amplificado*” e “*Iwate*” son sincrónicas en todos los apoyos. La única diferencia es la amplitud de onda: el *Iwate amplificado* escala las aceleraciones de cada apoyo según el tipo de suelo, mientras que para *Iwate* se aplica el mismo desplazamiento en todos los apoyos. La diferencia entre ambos indica el impacto que una amplitud variable tiene en la respuesta de la estructura y puede verse en torre T2. Esto no puede sin embargo interpretarse como el resultado de la variabilidad espacial en una localización con suelos no uniformes, en tanto que otros factores tienen gran influencia en la respuesta. Entre ellos cabe destacar la reflexión, refracción y la impedancia entre dos suelos distintos.

Para evaluar el efecto de la variabilidad espacial de la excitación, se desarrollaron los casos de carga “*SVG-M-EC8*” y “*SVG-M-Iwate*”. Los resultados muestran buena correlación en los apoyos, como puede verse en la Figura 25. Cabe destacar que “*SVG-M-EC8*” estima la mayor respuesta de entre todas las evaluadas.



3.3 Conclusiones

En la Figura 26 se muestran las zonas de la estructura modificadas o afectadas por la variabilidad espacial en el diseño tras estos análisis.

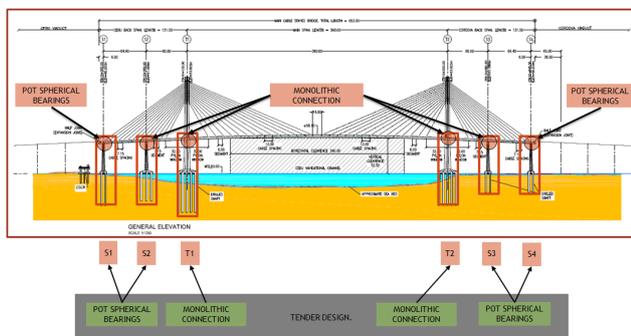


Figura 26: Elementos afectados por el estudio con variabilidad espacial

Como consecuencia del desplazamiento relativo que provoca entre soportes el estudio de la variabilidad espacial de la acción sísmica permitió detectar efectos relevantes que condicionan críticamente algunos elementos de la estructura:

- El incremento de las reacciones en las pilas de retenida obligó a adoptar vinculaciones y detalles especiales

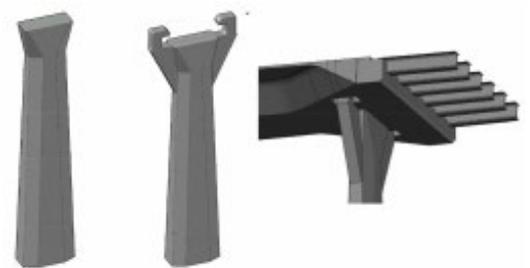


Figura 27: Elementos de la subestructura afectados por la variabilidad espacial

- Las reacciones verticales y horizontales se vieron incrementadas, algunas de forma relevante como en de las torres, en particular de la T2 donde la mayor rigidez del suelo presente provoca unas mayores reacciones sísmicas.
- El incremento e inversión- de los esfuerzos en el tablero por el sismo en el nudo de unión tablero-torre obligó a detalles de armado especiales y a destesar parte del pretensado necesario durante las fases de construcción para así reducir el nivel de tensiones de compresiones en esta zona.
- Aumento de la armadura de torsión en las secciones del tablero en las

secciones apoyadas sobre las pilas de retenida

Por último una lección adicional interesante extraída de este estudio es que no sólo los efectos de la variabilidad espacial originados por las variaciones de las condiciones del suelo pueden mostrarse condicionantes en el diseño sino que también en suelos homogéneos los efectos del paso de onda o “wave scattering” pueden tener efectos relevantes en puentes con las características y luces de éste.

4 Referencias

- [1] L.C. Reese, W.R. Cox, F.D. Koop, others, Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, in: 6th Offshore Technology Conference, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1974: pp. 473–483.
- [2] H. Matlock, others, Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, in: Offshore Technology Conference, 1970.
- [3] L.C. Reese, W.F. Van Impe, Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, CRC Press, 2010.
- [4] A. Pecker, Seismic Analyses and Design of Foundation Soil Structure Interaction, in: Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Springer, 2015: pp. 153–162.
- [5] COWI, Cebu-Cordova Link Expressway. Vessel Collision Risk Analysis, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2017.
- [6] AASHTO, Design bridge specifications, American Association Of State Highway And Transportation Officials, 2017.
- [7] CJV, Cebu-Cordova Link Joint Venture. Main bridge Design Basis, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2019.
- [8] SIMILIA, Abaqus Analysis User’s Guide, Dassault Systèmes. Simulia Corp., Providence, RI, 2016.
- [9] SOFiSTiK, SOFiLOAD Manual, Version 2016-0, SOFiSTiKAG, Oberschleissheim, Germany, 2016.
- [10] PHIVOLCS, The Philippine Earthquake Model, A probabilistic Seismic Hazard Analysis of the Philippines and Metro Manila, Philippine Institute of Volcanology and Seismology, Department of Science and Technology, 2014.
- [11] DPWH: Design Guidelines, Criteria and Standards (DGCS), Volume 5, (2015).
- [12] GHD, Cebu-Cordova Link Expressway, Tender Design: Seismic Design Basis, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2017.
- [13] J. Dungca, L. Estelito, Site Specific Seismic Hazard Analysis of the Cebu-Cordova Expressway Link Project, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2016.
- [14] NV5, Cebu-Cordova Link Expressway: Development of level 2 seismic design accelerograms for the main bridge, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2018.
- [15] EN 1998-2:2005, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, n.d.
- [16] ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California., 1996.
- [17] ATC-55, FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2005.

- [18] N.A. Abrahamson, Spatial variation of multiple support inputs, in: Proceedings of the 1st U.S. Seminar on Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, A Caltrans and University of California at Berkeley Seminar, San Francisco, CA, 1993.
- [19] A. Zerva, Spatial variation of seismic ground motions: Modeling and engineering applications, CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL, 2009.
- [20] AASHTO, Guide specifications for LRFD seismic bridge design, American Association Of State Highway And Transportation Officials, 2017.
- [21] L. Al Atik, N. Abrahamson, An improved method for nonstationary spectral matching, *Earthquake Spectra*. 26 (2010) 601–617.
- [22] G. Deodatis, Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications, *Probabilistic Engineering Mechanics*. 11 (1996) 149–167.
- [23] H.-C. Chiu, Stable baseline correction of digital strong-motion data, *Bulletin of the Seismological Society of America*. 87 (1997) 932–944.
- [24] A.G. Sextos, A.J. Kappos, Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions, *Bulletin of Earthquake Engineering*. 7 (2009) 519.