

Proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

Project of the cable stayed bridge between the islands of Cebu and Mactan

Javier Muñoz-Rojas ^a, Jose Manuel Domínguez ^b, Borja Martín ^c, Miguel Ángel Astiz ^d, Manuel Valero ^e, Sara Fernández ^f, Pedram Manouchehri^g, Silvia Fuente^h, Donata Trostⁱ, Santiago Rodríguez ^j, Jorge Delgado^k

Mª Pilar Blanco¹, Javier Ayala^m, Daniel Muñozⁿ, Laura Granda^o, Iñaki Díaz de Argote^p

^{a, b, c, d, e, f, h, k} Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid. ^{g, i} Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid. ^j Ingeniero Estructural. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid. ^{l, m, n, p} Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Construcción. Madrid. ^o Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Madrid.

RESUMEN

El puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán es la obra principal de la concesión *Cebu Cordova Link Expressway*. Sus 390 m de luz sobre el canal de navegación entre ambas islas la convierten en la mayor obra de este tipo en el país. Los condicionantes singulares de diseño incluían una fuerte sismicidad, heterogeneidad del perfil geológico, zona de presencia frecuente de tifones y un intenso tráfico marítimo. El proyecto, desarrollado en la modalidad de ECI por un consorcio liderado por Acciona, contó con un plazo muy ajustado en tanto la obra concluirse en 2021, 500 aniversario de la llegada de los españoles y con ellos de la presencia de la iglesia católica a esta zona del mundo.

ABSTRACT

The cable stayed between the islands of Cebu and Mactán is the main work of the road concession *Cebu Cordova Link Expressway.* Its 390-m long main span over the Cebu port navigation channel turns it the longest cable-stayed span in the Philippines. The distinctive design constraints include high seismicity, geological variability, high wind speeds due to frequent typhoons and large ship impact loads due to the intense maritime traffic. The project developed in the ECI modality with a consortium led by Acciona, has been particularly demanding since the bridge is to be concluded in 2021, 500 anniversary of the arrival of the Spaniards and with them the presence of the Catholic Church in this region of the world.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, dovela in-situ, voladizos sucesivos, hormigón pretensado

KEYWORDS: Cable-Stayed Bridge, cast in place, cantilever, prestressed concrete



1. Introducción. Antecedentes.

El proyecto Cebu-Cordova Link Expressway (CCLEX) tiene como objetivo aliviar el intenso tráfico entre Cebú -capital de la isla homónima y segunda ciudad de Filipinas- y la localidad de Cordova, en la isla de Mactán, donde se encuentra el aeropuerto internacional de la región. Para ello se realiza una nueva carretera que evita el paso por el centro de Cebú. Arranca de la Cebu South Coastal Road (CSCR) -la carretera de entrada y de salida en el sur de la ciudad que discurre paralela a la línea de costacreando una ramificación que salta por encima del canal de navegación que de acceso al puerto de Cebú. Se inicia con un viaducto de vigas prefabricadas paralelo a la carretera actual que va ganando altura hasta enlazar el puente principal de 635 m. Salvado el canal de navegación éste se prolonga con otro viaducto prefabricadas que de vigas desciende progresivamente hasta enlazar con el relleno de tierras sobre las aguas someras que rodean la isla de Mactán sobre el que discurre hasta su llegada a tierra firme. Detalles de los viaductos de acceso pueden encontrarse en [13].



El proyecto se realiza en la modalidad de *Early Contractor Involvement (ECI)* convocado por el grupo privado Metro Pacific en el que tras un proceso de selección previo se escogió a dos grupos para competir por las obras. Uno de ellos fue *CEBU Link JV*, liderado por ACCIONA y con la participación de las empresa local First Balfour con CFC (puente principal) y SENER (accesos) como ingenierías de apoyo. El periodo de preparación de ofertas se extendió de Enero a Junio de 2017 siendo adjudicada en Julio de 2017 por un monto aproximado de 400 millones de USD a dicho consorcio al que posteriormente se incorporó el grupo local D.M. Consunji Inc.

Las obras se realizan en la modalidad *fast-track*, solapando los paquetes del proyecto (cimentaciones, subestructura y superestructura entre enero de 2018 y junio de 2019) con el inicio de las obras (cimentaciones Junio 2018, subestructura Noviembre 2019). La conclusión está prevista para el primer semestre de 2021 coincidiendo con la celebración del quinto centenario de la llegada de la expedición de Magallanes, y con ella de la primera presencia de iglesia católica en Filipinas, acontecimiento de gran carga simbólica en dicho país.

2. Condicionantes a la solución

2.1 Diseño de referencia del cliente.

La fase de concurso siguió un esquema típico en los procesos tipo design and build en los que se cuenta con un proyecto de referencia (Reference Design) -en este caso desarrollado por la firma COWI, firma que además actúa en todo el proceso de supervisión del diseño y construcción como Ingeniería (Engineer) del cliente- que debe ser desarrollado y analizado por cada participante para realizar su mejor oferta. En este concurso en el caso del puente los requerimientos del cliente principal implicaban tener que mantener la configuración del puente previsto para salvar el canal de navegación con una solución atirantada, respetando también el diseño arquitectónico de torre única y el de las pilas.

El diseño inicial del cliente consistía en un puente con una única torre situada en la mitad del canal de navegación con vanos simétricos a cada lado resultando una obra de longitud total 520 m y distribución 60-200-200-60. Con el concurso en marcha la autoridad portuaria no admitió la presencia de obstáculos en el canal lo que llevó urgentemente a cambiar la solución por parte de COWI, lo que básicamente consistió en duplicar el puente pero disponiendo las torres a cada lado del canal. La longitud pasó así a 829 m con distribución. 63-126-390-132-60-58. Presentaba la particularidad de que en el lado Cebú el extremo del puente entraba en zona de trazado con planta curva lo cual introduce una mayor complejidad para la construcción v el comportamiento de la estructura de esta estructura atirantada.



Figura 2. Alzados de los diseños de referencia de COWI. Inicial (arriba) y ajustado con dos torres

La sección del tablero definida en el diseño de referencia consistía en un cajón monocelular en sección cajón de hormigón con atirantamiento central y vuelos soportados sobre costillas transversales. (Ver Fig. 4)

Las torres por su lado presentaban geometría con alzados variables y sección octogonal muy apuntada (Ver Fig. 5). En los paramentos superiores se disponían cuatro cruces decorativas realizadas con chapas adosadas las caras frontales y laterales, un elemento simbólico para resaltar la importancia dada en la isla a su papel de primer establecimiento de la Iglesia Católica en Filipinas.

Las pilas monofustes también de alzados variables presentaban sección octogonal con ensanchamiento en cabeza para alojar los apoyos (Ver Fig. 27).

Por su lado las cimentaciones se resolvían por medio de cajones sumergidos asumiendo que el sustrato competente de roca coralina estaba próximo al lecho marino (Ver Fig. 6).

2.2 Condicionantes del diseño

Además de los requerimientos relacionados con la configuración y aspecto del puente, desde el punto de vista del diseño estructural existían otros condicionantes particularmente exigentes [1] [4]:

• Un viento extraordinariamente elevado al tratarse de una zona con presencia de tifones (V ref = 250 km/h).

• Alta sismicidad (PGA 0,47 ·g para suelo tipo II) con el agravante de los efectos de variabilidad espacial que imponían las marcadas diferencias de las condiciones geológicas a lo largo del desarrollo del puente

• Fuerte cargas de impacto de buque a considerar dada su proximidad al canal de navegación (buque de 80.000 DWT con carga de impacto estática máxima equivalente 110 MN)

Condiciones geotécnicas que se mostraron más desfavorables que las inicialmente previstas por el cliente al no aparecer sustratos competentes bajo el lecho marino sino rellenos blandos de potencia variable a lo largo de la traza y además susceptibles de ser socavados por la acción de las mareas. Además el sustrato coralino y volcánico subyacente se mostró muy fracturado o karstificado.

La normativa de diseño requerida para los estudios era la vigente en Filipinas, la DPWH, que es una transcripción de la norma AASHTO LRFD Ed 2012.

Durante el desarrollo del proyecto de detalle se redactaron no obstante unas bases de diseño especificas (*Design Basis* [4]) basadas en las referidas normativas pero incorporando también algunas de lo recogido en ediciones más recientes de la AASHTO LRFD así como aspectos de otras normativas o recomendaciones internacionales para tratar temas específicos (tirantes, variabilidad espacial sísmica, impacto de barco, viento...etc)

3. Planteamiento de la propuesta alternativa

La propuesta desarrollada por CFC y los servicios técnicos de Acciona pretendía –dentro de las limitaciones a cambios profundos que el contrato imponía- mejorar y optimizar el diseño y la construcción con objeto de contar con una solución competitiva. Los aspectos del diseño original modificados fueron:

• Acortamiento de los vanos de compensación introduciendo en paralelo una nueva pila de retenida intermedia. Con este cambio se mejoraba:

• Reducir la longitud del puente principal en 179 m, pasando de 829 m a 653 m.

• Evitar los tirantes en zona con planta curva que además de complicar le ejecución introducían tiros transversales en las torres y tablero.

• Aumentar la efectividad del sistema de atirantamiento al acortar el vano de retenida e introducir una pila intermedia.

• Mejorar la estabilidad de los voladizos durante la construcción gracias a la presencia de la pila de retenida.



Figura 3 Comparación de alzados. Diseño de referencia (arriba) y propuesta de CEBU Link JV

• Ajuste de la sección transversal del tablero de la siguiente forma:

o Disminución del canto de 4.0 a 3.5 m

 Mayor inclinación de las almas para acortar los vuelos laterales y evitar las costillas transversales

• Sustitución de los diafragmas interiores entre almas y anclajes de tirantes por "deltaframe" metálicos.



Figura 4. Comparación de secciones transversales, Diseño de referencia (arriba)/ Propuesta (abajo)

• Aumento de la separación entre los tirantes del vano central de 6 m a 12 m reduciendo pues el nº de cables de 28 a 14.

• Extensión del vano de compensación desde de la última pila de retenida para recibir el tablero de vigas prefabricadas del vano de acceso por medio de en un apoyo a media madera. Se aprovechaba así el peso de este tablero para reducir la reacción de tiro en la pira, se simplificaba el diseño de la cabeza de la pila y visualmente se creaba una transición más suave. (Ver Fig. 17).

• Reducción del número de tirantes al aumentar la separación entre sus puntos de

anclaje en el vano principal –uno cada dos dovelas-. Para ello hubo que apurar la capacidad resistente de la sección cajón al máximo. Este cambio permitía agilizar los ciclos de construcción. (Ver Fig. 9).

• Ajuste de la geometría y dimensiones de la torre de atirantamiento una vez que se comprobó que la sección inicial debía aumentarse para resistir las solicitaciones de viento y sismo. En paralelo también se cambió del diseño de la estructura metálica octogonal de anclaje de tirantes -que se planteaba conectada a todas las caras interiores- por módulos rectangulares conectados solamente frontalmente



Figura 5. Comparación de la sección de la torre y de la estructura de anclaje de tirantes Diseño de referencia (izq.)/ Propuesta (dcha.)

• Modificación del tipo de vinculación entre el tablero y las pilas de retenida para evitar cables de pretensado exterior de cosido vertical (Ver Fig. 29 y 30). • Cambio en las cimentaciones de las torres de soluciones superficiales con recintos (caissons) apoyados en el lecho marino por cimentaciones profundas con pilotes de gran diámetro una vez se demostró que el lecho marino no era competente para una cimentación directa.



Figura 6. Comparación de la cimentación de torre Diseño de referencia (izq.)/ Propuesta (dcha.)

4. Descripción de la solución

4.1 Configuración longitudinal

El puente principal tiene una longitud de 653,00 m y una distribución de vanos de 6.50-64.4-60.6-390-60.6-64.4-6.50. Los vanos de 6.50 m corresponden a extensiones desde las pilas finales para acomodar apoyos a media madera que soportan los vanos de acceso.



Figura 7 Alzado y vista frontal del puente, diseño de detalle.





Figura 8. Vista del puente

El tablero se atiranta axialmente con 14 pares de tirantes a cada lado de las dos torres centrales colocadas en el eje del puente. Junto a la torre se dispone sendas ventanas sin atirantar de 32 m. • Disponiendo contrapesos de hormigón en masa en el interior del cajón en los vanos laterales.



Figura 10. Distribución y disposición del contrapeso interno en el vano de compensación

La disposición asimétrica entre vano principal y los de compensación lleva a modular las dovelas de forma distinta en el vano principal y en los de compensación. En el primero son de 6 m, disponiendo un tirante cada dos (12 m). En el segundo son de 7.15 m, con tirante en cada una de ellas (Ver Fig. 9).



Figura 9 Distribución de dovelas en el vano principal (arriba) y en el vano de compensación

4.2 Tablero

El tablero presenta una sección cajón de hormigón pretensado de canto 3.50 m. La anchura tipo en el vano central es de 26.90 m para acomodar dos calzadas con dos carriles, dos aceras laterales y una mediana central de 5.50 m separada del tráfico por barreras y donde se implantan los tirantes y las torres de atirantamiento-.



Figura 11. Sección tipo tablero en vano principal

En los vanos laterales esta mediana se reduce progresivamente -y en la misma medida el tablero, pasando éste a 23.7 m en el lado Mactán y 24.4 en el lado Cebú. Este ajuste se realiza acortando los vuelos laterales de manera que el cajón central se mantiene constante en todo el puente.

Los voladizos laterales tienen dimensiones relativamente grandes (max. 5.10 m). Se decidió emplear esta solución para e la preferencia eliminar las costillas transversales y emplear una losa de espesor variable acartelada en las uniones con las almas para simplificar la ejecución. Esto obliga a inclinar las almas hasta 37°, valor superior a los habitualmente empleados pero perfectamente viable.

Las dimensiones de la losa superior se mantienen constantes en todo el puente salvo en las proximidades de la torre donde la zona entre almas se incrementa para poder acomodar la mayor de densidad de pretensado. Dispone de un nervio longitudinal trapecial de rigidización en el eje del puente.

Las almas tienen un espesor típico de 30 cm en el vano principal –salvo en una pequeña zona cercana a la torre donde se incrementa hasta 50 cm- valor muy estricto sin duda pero optimizado con objeto de reducir el peso de la sección. En los vanos de compensación el espesor tipo es de 40 cm, recrecido en la proximidad de las primeras pilas de retenida hasta 55 cm

La losa inferior tiene una anchura de 7.60 m para hacerla coincidir con la de la torre. En el vano principal presenta también una disposición acartelada con espesor mínimo de 30 cm. En los vanos de compensación sin embargo es constante y de espesor 50 cm, necesario para aumentar su capacidad a flexión transversal para resistir el peso de los contrapesos interiores.



Figura 12. Sección tipo tablero en vanos laterales

En estas condiciones el peso tipo de la dovela del vano principal de 6.00 m es de 240 T y el del vano de compensación de 7.15 m de 260 T.

La carga de las almas se transmite a los tirantes por medio de dos puntales metálicos internos (estrictamente tirantes al estar en tensión) formados por dos pletinas conectadas por otra transversal para garantizar su estabilidad en caso de rotura de un tirante.



Figura 13. Sección por tirante con "delta frame"



Figura 1. Detalle de la pieza prefabricada de conexión del deltra frame (precast shoe)

La estructura de anclaje de los tirantes en el tablero conectada a los puntales también es metálica y está parcialmente embebida en la losa superior. La geometría se adapta a la inclinación y carga de cada tirante La conexión se realiza igualmente con pernos conectadores .



Figura 3. 3D del pier table



Figura 2. Vista del "delta frame"

En las dovelas sin tirantes existe un *delta frame* similar más sencillo sin la estructura de anclaje de los tirantes que sirve para partir la luz transversal de la losa superior.

Otros elementos singulares del tablero son:

• La dovela de arranque monolítica a la torre *(tower pier table*), en la que se realizan regruesamientos de almas y losas para conectar con el prisma que prolonga la torre dentro del tablero.





Figura 4. Vista de la zona transición entre puente y viaducto de acceso.

un conjunto de cables de pretensado verticales



Figura 5. Detalle de la unión pila-tablero.

• La conexión con las pilas de retenida extremas, donde deben realizarse huecos en el tablero y ajustar los diafragmas internos para para acomodar los elementos de bloqueo ("zarpas") que recogen las reacciones de tiro transmitidas por el tablero.



Figura 6. Conexión tablero-pilas de retenida extremas.



Figura 20. Esquema disposición cables



Figura 21. Pretensado de proceso provisional con barras

El segundo simplemente se destensa para no penalizar las secciones próximas a torre en las condiciones de servicio, inyectándose las vainas para que los cordones colaboren como armadura pasiva.

El dimensionamiento de la armadura transversal se realizó combinando la necesaria para resistir los esfuerzos longitudinales del tablero con la requerida para resistir la flexión transversal y otros efectos locales. Entre estos últimos conviene destacar los de las reacciones del carro de avance que por necesidades constructivas hay que apoyar en los vuelos y no en el nudo alma-losa como hubiera sido más favorable.



Figura 22. Armadura tablero

4.3. Torres de atirantamiento

La sección de la torre es octogonal con dimensiones variables en ambos alzados. En la parte superior se añaden exteriormente unas chapas metálicas con las que se dibuja la geometría de una cruz ornamental de 40 m.

Las torres tienen una altura total de 139 m con una altura por encima del tablero de 92 m.

Las dimensiones de la torre se variaron con respecto a las del diseño de referencia para ajustarlas a las necesidades resistentes que el diseño de detalle mostró que requerían estos elemento. Esto implicó aumentarlas en sentido transversal para resistir el viento y el sismo. Esto a su vez provocó el correspondiente ensanchamiento del tablero.



La sección en la base presenta dimensiones de 10.0x10.0 en la base variando linealmente hasta 7.6x7.6 en el encuentro con el tablero con paredes de 1.0 m. Dentro de éste se realiza una transición troncocónica para enlazar con el mástil que presenta dimensiones de 7.4 x 6.0 en la base y 4.4x3.4, en el extremo superior teniendo las paredes en este caso espesor 0.7 m.



Figura 24. Secciones tipo de torre



Figura 7. Transición de la torre a nivel del tablero

El anclaje de los tirantes se produce en una longitud de 35 m, dentro de la zona que exteriormente ocupa la cruz ornamental. Se resuelve mediante elementos rectangulares metálicos (armario o *anchor box*). Constan de una estructura transversal para recibir los cables soldada a las chapas longitudinales que conectan los anclajes a un lado y otro de la torre y que tienen como misión transmitir la componente horizontal de la fuerza del cable. Los módulos son individuales para cada par de tirantes sin continuidad longitudinal con los adyacentes.

La conexión a la torre se realiza en los frentes por medio de pernos conectadores, quedando así huecos en las otras caras para la escalera de acceso y winches. El acceso hasta los armarios se realiza con un ascensor.



Figura 26 Estructura de anclaje de tirantes

Las cruces ornamentales adosadas a las paredes en la parte superior era un requisito de proyecto ineludible. Su presencia obviamente empeoraba las condiciones aerodinámicas y aeroelásticas lo que llevó a estudiarla con modelos de CFD, túnel de viento y con numéricos modelos para evaluar adecuadamente sus coeficientes de arrastre y su susceptibilidad frente a efectos aeroelásticos, en particular Detalles al galope. pueden encontrarse en [9] y [11].



Desde el punto de vista del diseño, las situaciones más penalizantes para la torre fueron las cargas estáticas del viento -para la zona situado por encima del tablero- y el sismo -para la zona entre tablero y cimentaciones-. También fueron relevantes los efectos locales provocados por la situación accidental de rotura de tirante y caída de carro durante la construcción. En el caso de los armarios metálicos estas dos últimas circunstancias fueron claramente determinantes. Detalles de los estudios realizados pueden encontrarse en [10]

4.4. Pilas de los vanos de retenida

Las pilas de retenida presentan una geometría basada en el diseño de referencia. Los fustes tienen sección octogonal variable, rematado por un ensanchamiento en la cabeza inicialmente pensada para acomodar doble juego de apoyos

y/o cables de pretensado verticales exteriores para evitar el levantamiento del tablero.



Sin embargo durante el desarrollo del diseño de detalles y para optimizar el comportamiento de la estructura hubo que modificar este tipo de conexiones. Como se ha referido la primera pila de retenida se hizo monolítica con el tablero (Fig. 30).





Figura 31. Cabeza de las pilas de retenida extremas.

4.4. Cimentación

Como se ha comentado anteriormente, las condiciones geológicas-geotécnicas en la zona de apoyo del puente son bastante heterogéneas. En el lado Cebú se encuentran depósitos recientes arcillosos y arenosos blandos, con fuerte presencia de limos y depósitos de arenas bajo los que aparecen sustratos de roca coralina degradada y depósitos de origen volcánico. Del otro lado, debajo de unos depósitos blandos de menor espesor aparecen formaciones calizas del tipo coralino.



Figura 32. Cabeza de las pilas de retenida extremas.

Estas condiciones llevaron a la necesidad de cimentaciones profundas trabajando principalmente por fuste. Dado que además de las cargas verticales debían resistir grandes reacciones horizontales provocadas por el viento, sismo y el impacto de buques se recurrió al empleo de grandes diámetros (de 2.00 a 2.50 m). Las profundidades alcanzaron las zonas más desfavorables hasta 60 m en.

Para optimizar el dimensionamiento de las cimentaciones se recurrió a modelos de interacción suelo-estructura de cierta elaboración. así como a contemplar la flexibilidad propia del encepado [12]. Este efecto es particularmente relevante en el caso de encepados grandes como los empleados, en tanto su comportamiento real no es el de sólido rígido, concentrando las reacciones bajo cargas verticales en los pilotes más próximos al eje. La flexibilidad del encepado concentra las reacciones bajo cargas verticales en los pilotes centrales de manera que los más alejados tienen mayor reserva frente al efecto de cargas excéntricas. De esta manera se igualaron mucho las reacciones máximas en todos los pilotes e incluso permitió eliminar los pilotes de esquina. De manera que la geometría del encepado de principales resultó las torres octogonal, situación que además de permitir ahorros en materiales proporciona una geometría menos invasiva en el canal de navegación.



Figura 9 Cimentación de Torres



Figura 34. Vista aérea del encepado de T2 en ejecución.

Desde el punto de vista del diseño, dos tipos de acciones gobernaron el dimensionamiento de las cimentaciones: el impacto de buque y la acción sísmica. En algún caso puntual también la acción del viento se mostró condicionante.

A su vez en el caso de la acción sísmica el efecto provocado por la variabilidad espacial de la señal por las distintas condiciones geológicas aumento las reacciones significativamente. Detalles de los estudios pueden encontrarse en [10] [11] [12].

4.5. Proceso de construcción

En el momento de preparación de este artículo el tablero se encuentra en construcción. Una vez concluido será objeto de publicaciones con más detalles. Incluimos por ello solamente una breve explicación de la solución prevista en proyecto. Por otro lado con respecto a la ejecución de las cimentaciones, puede encontrarse una detallada descripción en [13].

En el caso del tablero y como es casi preceptivo en este tipo de obras, se recurre al sistema de avance en voladizo, en este caso con dovelas realizadas in-situ. Las grandes dimensiones de las mismas (6.0 m o 7.15 m) así como la ejecución en una sola fase, han llevado a la necesidad de emplear carros de avance de gran capacidad. En el caso de esta obra está previsto del tipo inferior desarrollados por Rubrica, con un peso de unas 240 T. Las dovelas está previsto realizarlas con ciclo semanal.



Figura 35. Carro de avance



Figura 36. Ejecución de dovela de arranque



Figura 37. Construcción por voladizos desde la torre.



Desde ese momento el puente tiene una configuración mucho más estable, no obstante desde el punto de vista de esfuerzos en el tablero de los vanos laterales, éste es sometido a una alternancia de momentos muy marcada lo cual requiere el empleo de un pretensado inferior además de las barras provisionales superiores de avance en voladizo como ya se ha mencionado anteriormente.

El tablero sobre las pilas extremas de retenida donde se realiza la transición hasta la media madera se ejecuta sobre torretas auxiliares que permanecen hasta el cierre con el tramo en voladizo. Estas estructuras se diseñan incluso para recoger el apoyo del tablero de vigas prefabricadas antes de realizar la unión con el tramo atirantado.

5. Cálculos estructurales

El comportamiento global del puente ha sido estudiado con un modelo espacial de elementos finitos que incorpora los primeros vanos de los viaductos de acceso para recoger adecuadamente la interacción que existe entre ambas estructuras. El software empleado ha sido SOFISTIK.



Figura 109. Modelo general con elementos barra.

Se han empleado elementos lineales tipo barra o cable. La interacción suelo-estructura se ha reproducido por medio de matrices de equivalentes con flexibilidad el terreno caracterizado con curvas p-y [12]. Dada la importancia que tiene este efecto en el comportamiento de la estructura, en particular para la acción sísmica, se ha llevado a cabo el estudio correspondiente de sensibilidad variando las condiciones de rigidez del terreno, incluyendo en esto la potencial socavación.

Con la envolvente de los resultados de estos cálculos se han llevado a cabo las comprobaciones y dimensionamientos de las distintas secciones así como el de las cimentaciones.

Además del modelo general se han preparado modelos espaciales con elementos tipo lámina para estudiar el comportamiento de la sección transversal así como para evaluar las reacciones en los delta-frame.



Figura 40. Modelo de elementos lámina

De manera resumida las situaciones que finalmente han gobernado el dimensionamiento de los distintos elementos han sido:

• Tablero: Sobrecarga viva, y situaciones de construcción

- Tirantes: Sobrecarga viva
- Anchor-box: Rotura de tirantes
- *Delta frame*: Sobrecarga viva y rotura de tirantes
- Subestructura: Acción sísmica, viento.
- Cimentaciones: Acción sísmica, impacto de barco.

Además de los modelos anteriores se han desarrollado varios modelos avanzados para estudiar efectos locales o elementos singulares de la estructura (*anchor-box*, *delta frame*, *pier table*...etc). Así mismo se han desarrollado estudios singulares relacionados con la acción del viento, la acción sísmica y el impacto de buques. Detalles de estos estudios pueden encontrarse en [10] [11] [12]

6. Materiales y cuantías principales

<u>Hormigones</u>

- Tablero fc = 50 MPa
- Torre: fc = 60 MPa
- Pilas: fc = 50 MPa
- Encepados: fc = 50 MPa
- Pilotes: fc = 40 MPa

Cuantías en tablero

- Armadura fy 520 MPa: 210 kg/m².
- Hormigón: 0.70 m³/m².
- Pretensado provisional (barras): 6 kg/m².
- Pretensado definitivo (barras): 4 kg/m².
- Pretensado provisional (cables): 8 kg/m².(*)
- Pretensado definitivo (cables): 5 kg/m².
- Tirantes: 45 kg/m^2 .

(*) Destesados pero mantenidos como armadura pasiva

Cuantías en subestructura y cimentaciones

- Armadura pasiva en pilotes 275 kg/m3
- Armadura pasiva en torres 430 kg/m3
- Armadura pasiva en pilas 380 kg/m3

Agradecimientos

Procede en primer lugar hacer una mención a los miembros del equipo de Acciona Construcción y Acciona Ingeniería que han participado en el proyecto, tanto en oferta como durante su desarrollo, pero que no han sido incluidos como coautores por problemas de espacio: Julio Ruiz Cabrero, Pedro Martínez, Kevin Sweeney, Maira Toledo, Toby Herniman, María Suarez, Andrés Alonso, Olga Gestoso, Gianpaolo Gimondo.

Igualmente hay que reconocer la contribución de los equipos de SENER con los que se ha interactuado para coordinar el diseño del puente principal con el de los viaductos de acceso, así como para caracterizar el terreno y establecer las recomendaciones de cimentación: Eduardo Villarejo, Jordi Revoltós, Enrique Sánchez, Juan Ruiz, Sylvie Bretelle (GHD)

Señalar también la contribución del equipo FHECOR responsables de la revisión independiente de los diseños pero también implicados proactivamente en el proyecto al que aportaron pertinentes observaciones: Hugo Corres, José Romo, Javier Andueza, Javier García.

Referencia también obligada al equipo de COWI-DCCD -autor del proyecto de referencia así como *Owners Engineer and Technical Advisor* durante la construcción- con los que se ha interactuado intensamente a lo largo de todo el proyecto: Robert Uthwatt, Lars Berthelsen, Christian Hagen, Francis Domingo.

Por último se agradece también la contribución aportada al diseño de los siguientes equipos a cargo de estudios especializados:

• Sebastián Franchini, Mikel Ogueta, Instituto de Microgravedad "Ignacio da Riva" (IDR). Universidad Politécnica de Madrid. ()responsables del Ensayo túnel de viento:

• Francisco Martínez, María Crespo de PRINCIPIA a cargo de la revisión de la

caracterización sísmica de la zona y de la interacción suelo-estructura.

Referencias

- [1] Metro Pacific Tollways Development Corporation. Cebu-Cordova Link Expressway – Tender phase. Employer requirements. 2016
- [2] AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications. 8 Ed. 2017
- [3] DPWH Design Guidelines, Criteria and Standards (DGCS), Volume 5, 2015 Edition
- [4] Cebu-Cordova Link Joint Venture. Main bridge Design Basis. Abril 2019
- [5] CEBU Link JV. WP-610-ST-DJV-REP-532011 – Main Bridge. Foundations. Febrero 2019
- [6] CEBU Link JV. WP-620-ST-DJV-REP-533010– Main Bridge. Substructure. Marzo 2019
- [7] CEBU Link JV. WP-630-ST-DJV-REP-534010– Main Bridge. Foundations. Noviembre 2019
- [8] Javier Manterola. Puentes. Apuntes para su diseño, construcción cálculo y construcción. Colegio de Ingenieros, Caminos, Canales y Puertos. Madrid 2006
- [9] Sebastián Franchini, Mikel Ogueta, Wind Tunnel Test of the Cebu-Cordova Cable-Stayed Bridge. Instituto de Microgravedad "Ignacio da Riva" (IDR). Universidad Politécnica de Madrid.
- [10] Muñoz-Rojas J., Manoucheri P. Domínguez J.M., Martín B. et al. Diseño de elementos especiales en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas). (Special Design Features in the Cable -Stayed Bridge between the Cebu and Mactán islands (Philippines)). VIII Congreso ACHE. Santander 2020.
- [11] Muñoz-Rojas J., Manoucheri P. et al. *Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado*

entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas) (Wind effects in the Project of the Cable -Stayed Bridge between the Cebú and Mactán islands (Philippines)). VIII Congreso ACHE. Santander 2020.

- [12] Muñoz-Rojas J., Manoucheri P. et al. 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)). VIII Congreso ACHE. Santander 2020.
- [13] Muñoz D., Granda L. et al. Aspectos constructivos de las cimentaciones del puente atirantado Cebú-Cordova (Filipinas). VIII Congreso ACHE. Santander 2020.
- [14] Revoltós J., Sánchez E. et al. Viaductos y puentes de acceso del Cebu-Cordova Link Expressway (CCLEX) VIII Congreso ACHE. Santander 2020.