

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
M^a Pilar Blanco ^l, 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. Para ello se realiza una nueva carretera que evita el paso por el centro de Cebú, arrancando desde 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 costa- por medio de una ramificación realizada con un tablero de vigas prefabricadas paralelo a la carretera actual para ir ganando altura y conectar con el hasta enlazar con la principal obra de la actuación, el puente atirantado que salva con un vano de 390 m el canal de navegación que da acceso al puerto de Cebú, el segundo del país. Esta obra conecta al otro lado con otro viaducto de vigas prefabricadas que desciende hasta situarse sobre terraplén que se colocan sobre las aguas someras que rodean la isla de Mactán hasta su llegada a tierra firme. Detalles de los viaductos de acceso pueden encontrarse en [13].



Figura 1. Vista cenital del proyecto CCLEX.

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 escogió a dos

grupos para competir por las obras, uno de ellos CEBU Link JV liderado por ACCIONA y con la participación de las empresa local First Balfour que seleccionó como ingeniería de apoyo a CFC (puente principal) y SENER (accesos). La preparación de ofertas fue desarrollada en el periodo Enero-Junio de 2017 siendo adjudicada por un monto aproximado de 400 millones de USD en Julio de 2017 al consorcio CEBU Link JV. Posteriormente se incorporó a esta JV 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 Magallanes y por tanto de la iglesia católica a Filipinas, acontecimiento de gran carga simbólica en el país.

2. Condicionantes a la solución

2.1 Diseño de referencia del cliente.

La fase de concurso siguió un esquema típico en los *design&build* en el que la propuesta debe basarse en 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. Con respecto al puente principal los principales requerimientos implicaban el 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 con el que comenzó el concurso consistía en un puente de torre única situada en la mitad del canal de navegación y 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 el canal lo que llevó urgentemente a cambiar la solución, lo que básicamente consistió en duplicar el puente pero disponiendo las torres a cada lado del canal. La longitud pasaba así a 829 m con distribución. 63-126-390-132-60-58. Presentaba la particularidad –y complejidad añadida- de que el trazado en el lado Cebú llevaba a situar los tirantes extremos en zona de planta curva.

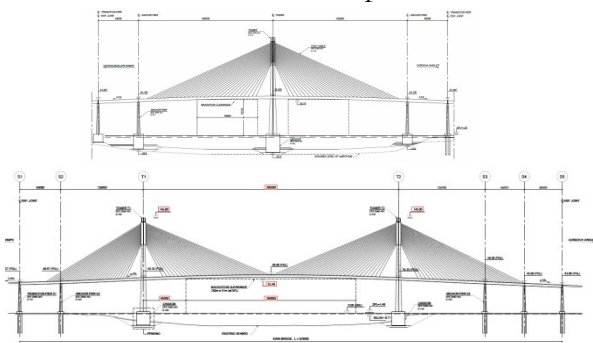


Figura 2. Alzados de los diseños de referencia de COWI. Inicial (arriba) y ajustado con dos torres

La sección del tablero en el diseño de referencia era 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 que prácticamente romboidal dado que los lados en la dirección normal al transversal al puente eran muy reducidos. (Ver Fig. 5). En los paramentos superiores se disponían cruces decorativas en homenaje a la importancia dada en la isla a su papel en la presencia 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 ($V_{ref} = 250 \text{ km/h}$).
- Alta sismicidad (PGA $0,47 \cdot g$ 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 que previstas inicialmente al existir rellenos blandos bajo el lecho marino socavables por la acción de las mareas, sumándose que la potencia de estas capas era muy variable a lo largo de la traza. Además el sustrato coralino y volcánico subyacente se mostró muy fracturado o karstificado.

La normativa de diseño empleada es la vigente en Filipinas, la DPWH, que es una transcripción de la norma AASHTO LRFD Ed 2012. Se redactaron no obstante unas bases de diseño específicas (*Design Basis* [4]) para este proyecto 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 que el contrato imponía– mejorar y optimizar el diseño y la construcción para contar con una solución lo más competitiva posible. Los aspectos del diseño original modificados fueron:

- Acortamiento de los vanos de compensación introduciendo además una nueva pila de retenida intermedia. Con este cambio se mejoraba:
 - Reducir la longitud del puente principal 179 m al pasar de 829 a 653 m.
 - Evitar los tirantes en zona con planta curva que además de complicar la ejecución introducían tiros transversales en las torres.
 - Mayor efectividad del sistema de atirantamiento al acortar el vano de retenida e introducir una pila de retenida
 - Mayor estabilización de los voladizos durante la construcción gracias a la pila de retenida

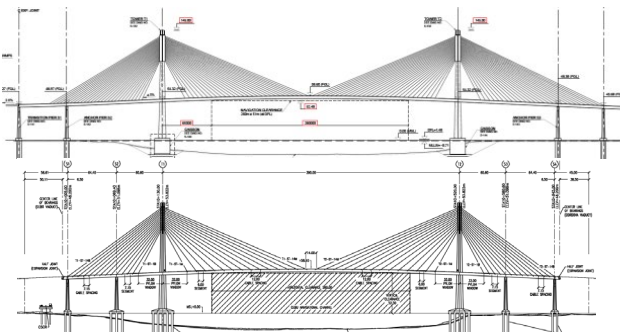


Figura 3 Comparación de alzados. Diseño de referencia (arriba) y propuesta de CEBU Link JV

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

- 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 “delta-frame” metálicos.

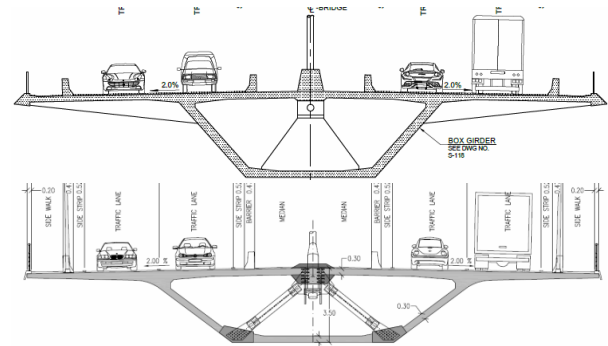


Figura 4. Comparación de secciones transversales, Diseño de referencia (arriba)/ Propuesta (abajo)

- 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, se simplifica la cabeza de la pila y visualmente se realiza una transición más suave. (Ver Fig. 17).
- Apurar la capacidad de la sección cajón para separar los tirantes en el vano principal –colocando uno cada dos dovela) para así reducir su número y 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 de anclaje de tirantes pasando a una con módulos rectangulares conectados solamente frontalmente

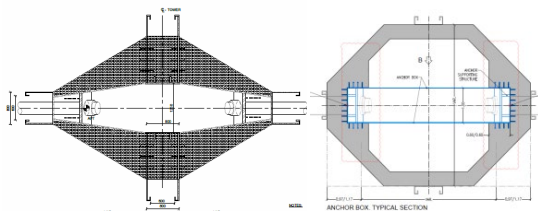


Figura 5. Comparación de la sección de la torre y de la estructura de anclaje de tirantes Diseño de referencia (izq.)/ Propuesta (dcha.)

- 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 a cimentaciones profundas en las torres con pilotes de gran diámetro una vez se confirmó que la capacidad del lecho marino no era competente para una cimentación con caissons.

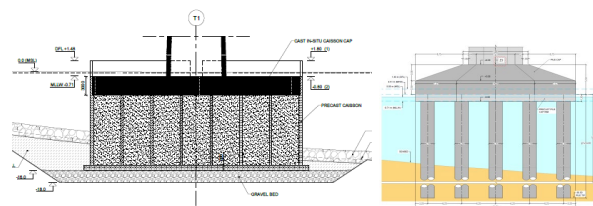


Figura 6. Comparación de la cimentación de torre Diseño de referencia (izq.)/ Propuesta (dcha.)

4. Descripción de la solución

4.1 Configuración longitudinal

El puente principal de 653,00 m de largo con 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.

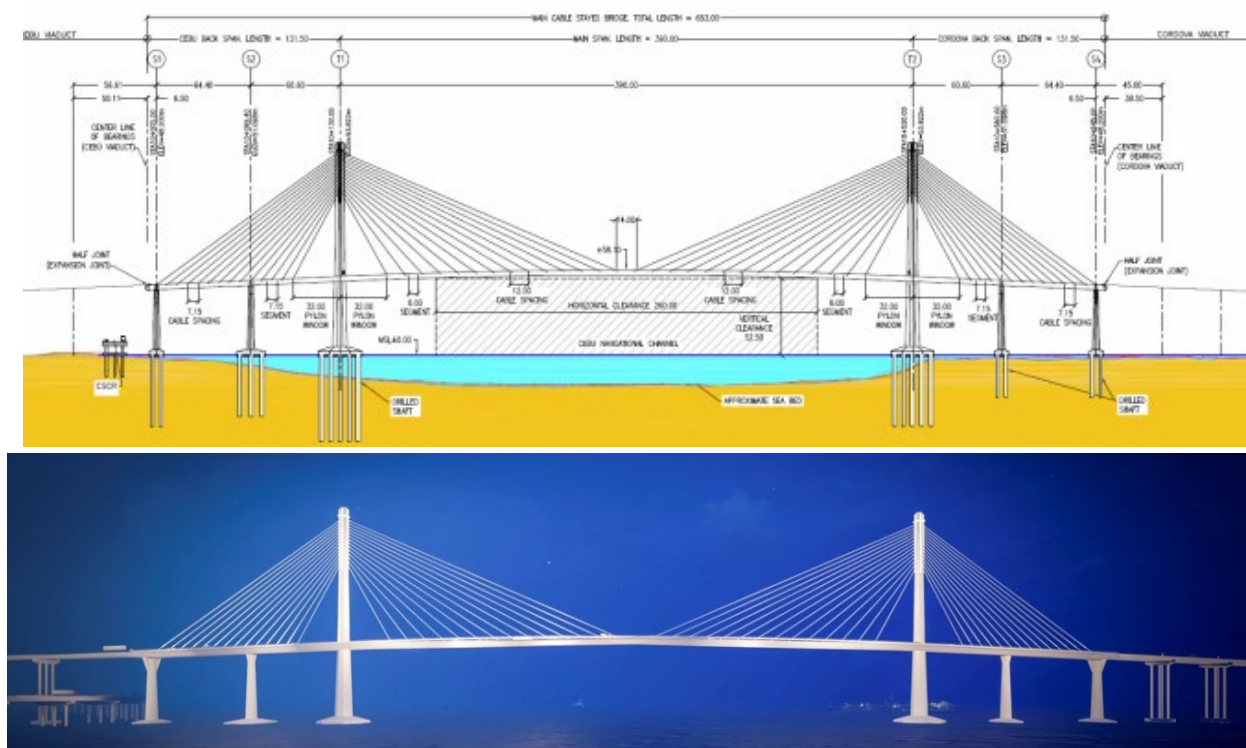


Figura 7 Alzado y vista frontal del puente, diseño de detalle.



Figura 8. Vista del puente

El tablero se atiranta axialmente con 14 pares de tirantes a cada lado de dos torres colocadas en el eje del puente. Junto a la torre se dejan sendas ventanas sin atirantar de 32 m.

El tablero está unido monóticamente a las torres y las pilas de retenida intermedias. En las extremas se libera longitudinalmente y se coacciona transversalmente. La conexión con los viaductos de acceso se realiza sobre medias maderas realizadas en extensiones del tablero del puente atirantado desde las pilas extremas.

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.

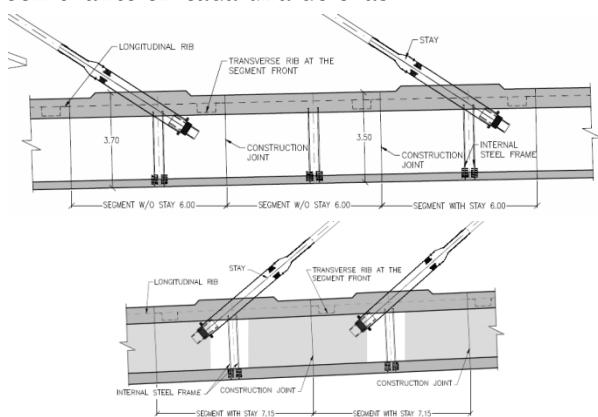


Figura 9 Distribución de dovelas en el vano principal (arriba) y en el vano de compensación

La descompensación entre vano central y laterales se resuelve con tres mecanismos:

- Disponiendo contrapesos de hormigón en masa en el interior del cajón en los vanos laterales. Estos deber realizarse ya durante la

construcción para poder equilibrar las reacciones en la torre. .

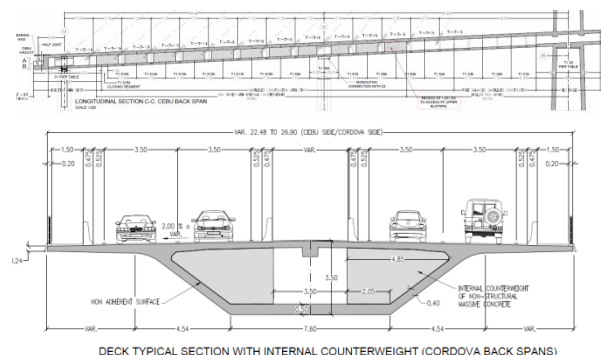


Figura 10. Distribución y disposición del contrapeso interno en el vano de compensación

- Fijando el tablero a las pilas de retenida en sentido vertical. En la primera se hace con una unión monolítica, en la segunda por medio de elementos de bloqueo dispuestos como zarpas (Ver Fig. 29 y 30).
- Aprovechando el peso de los viaductos de acceso al apoyarlos en el puente principal por medio de una media madera. (Ver Fig. 17)

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 y dos aceras laterales y una mediana central de 5.50 m entre defensas donde se alojan los tirantes –tamaño necesario para implantar las torres de atirantamiento–.

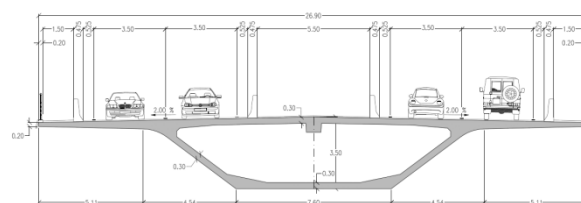


Figura 11. Sección tipo tablero en vano principal

En los vanos laterales esta mediana se reduce progresivamente y en paralelo la anchura del 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) y es fruto de 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 en todo el puente salvo en las proximidades de la torre donde la zona entre almas se incrementa para poder acomodar la mayor densidad de pretensado. Dispone de un nervio longitudinal trapecial en el eje del puente que contribuye a rigidizarla y a conectar con los puntales interiores.

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 de cara a 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. Presenta también una disposición acartelada en el vano principal, con espesor mínimo de 30 cm. En los vanos de compensación sin embargo es constante y de espesor 50 cm en tanto su trabajo local de flexión transversal se ve incrementado por los contrapesos interiores.

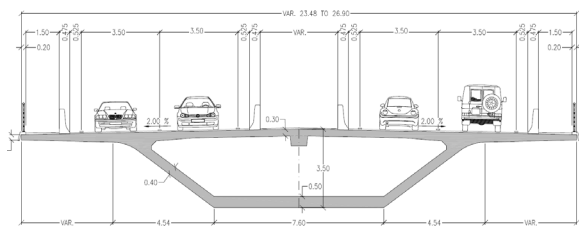


Figura 12. Sección tipo tablero en vanos laterales

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.

El atirantamiento se produce por medio de 14 parejas de tirantes anclados en el eje del cajón y en sendas torres verticales de 140 m de altura total, con un mástil de 91 m por encima del tablero. El nº de cordones varía entre 68 y 118.

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 rigidizadas con un alma central.

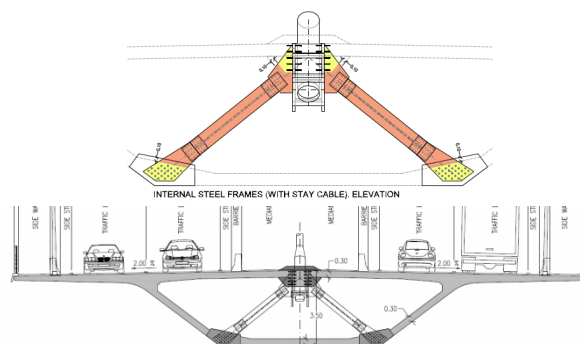


Figura 13. Sección por tirante con "delta frame"

Se conectan al hormigón inferior por medio una chapa con pernos embebida en una pieza prefabricada (*precast shoes*). La unión de la pletina con esta chapa como con la estructura superior de anclaje de los tirantes se realiza con tornillos.

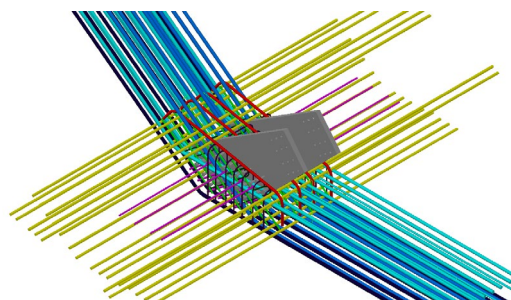


Figura 1. Detalle de la pieza prefabricada de conexión del delta frame (*precast shoe*)

La estructura superior de anclaje de tirantes se realiza con un elemento con geometría variable según los cables con chapas embebida y conectadas en la losa superior.

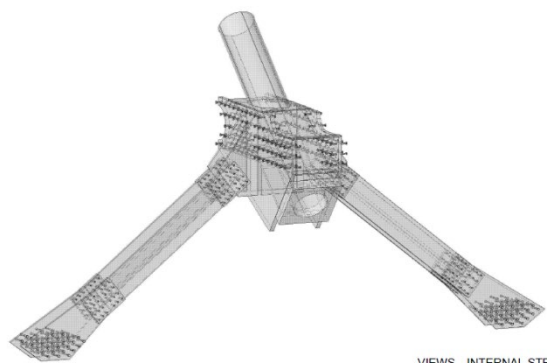


Figura 2. Vista del "delta frame"

El conjunto conforma una pieza que se instala completamente montada durante la construcción de la dovela.

En las dovelas sin tirantes existe un *delta frame* similar pero sin la estructura superior de anclaje de los tirantes.

Otros elementos singulares del tablero son:

- La dovela de arranque en la unión con la torre (*tower pier table*), en la que se realizan regruessamientos de almas y losas para conectar con el prisma que prolonga este elemento.

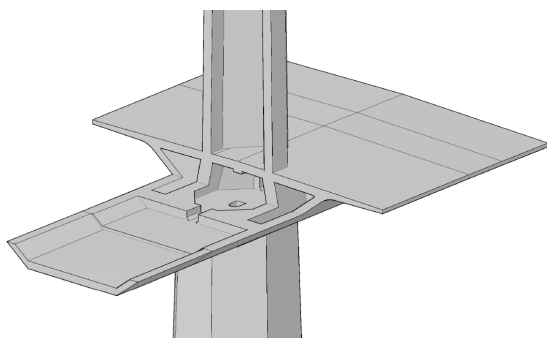


Figura 3. 3D del pier table

- La zona cercana a las pilas extremas donde la sección se modifica forma progresiva ensanchando su losa inferior para crear las zonas de apoyo en media madera de los vanos de acceso.

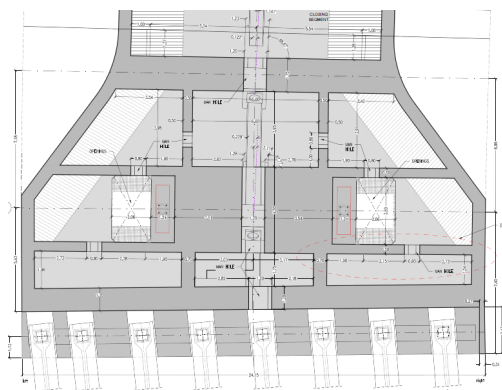


Figura 4. Vista de la zona transición entre puente y viaducto de acceso.

- La zona conexión con las pilas de retenida intermedias, donde se realiza un diafragma que embebe el delta frame y donde arranca una compleja red de cables de pretensado que garantiza el monolitismo entre ambos.

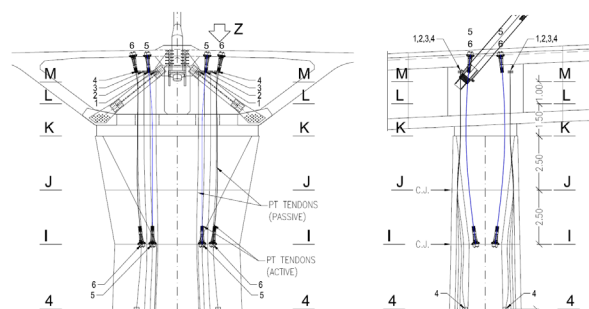


Figura 5. Detalle de la unión pila-tablero.

- La conexión con las pilas de retenida extremas, donde deben realizarse huecos especiales para acomodar las "zarpas" que impiden el levantamiento del tablero.

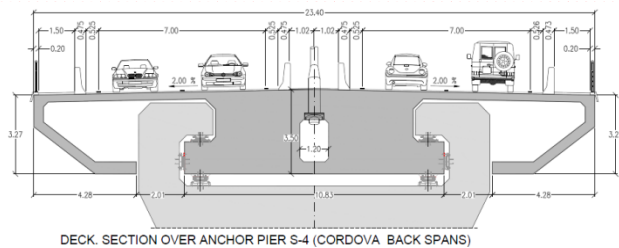


Figura 6. Conexión tablero-pilas de retenida extremas.

El pretensado permanente del tablero combina barras con cables. Las primeras son instaladas durante la construcción en voladizo mientras que los segundos son principalmente unidades colocadas en la losa inferior y anclados en cajetines instalados tanto durante la construcción (vanos laterales) como una vez cerrado el tablero (cables de continuidad del vano central)

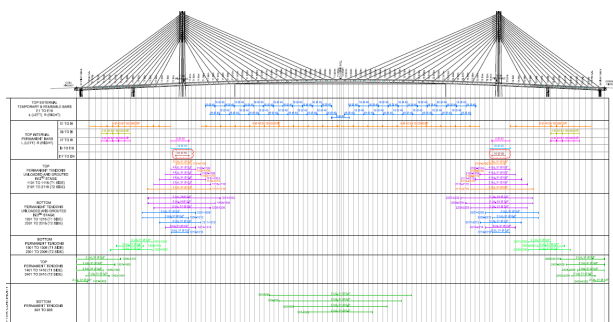


Figura 20. Esquema disposición cables

Durante la construcción hay que emplear igualmente un pretensado provisional. Por un lado barras de pretensado exteriores tesadas desde el frente de avance contra un nervio transversal en la losa superior.

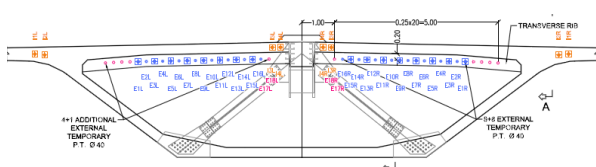


Figura 21. Pretensado de proceso provisional con barras

Por otro cables interiores no adherentes empleados para sostener el voladizo libre entre la torre hasta la colocación del primer tirante.

El primer sistema se retira a lo largo de la construcción cuando el frente de avance se encuentra a 4 dovelas y las barras se reutilizan.

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 de la forma habitual combinando las necesidades del comportamiento longitudinal de la obra con los de la flexión transversal y los efectos locales. Entre estos últimos conviene destacar los de las reacciones del carro de avance en los vuelos, con valores muy altos e introducidos en los voladizos por necesidades constructivas.

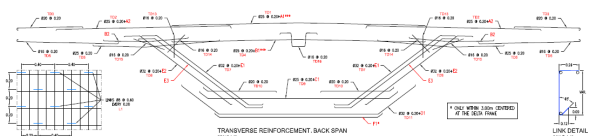


Figura 22. Armadura tablero

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 principales tienen una altura total de 139, siendo la longitud por debajo del tablero de 44.32 m.

Las dimensiones de la torre se variaron con respecto a las del diseño de referencia para ajustarlas a las necesidades resistentes reales de la obra. Esto implicó aumentarlas en sentido transversal para resistir el viento y el sismo lo que provocó un ensanchamiento del tablero.

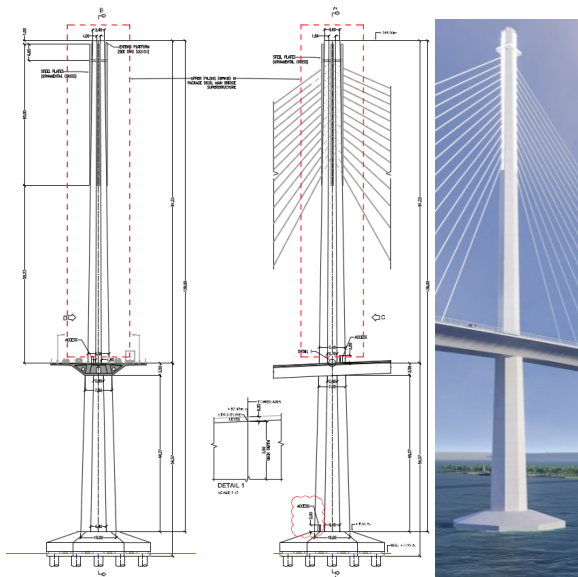


Figura 23. Alzados de la torre

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 hasta en el extremo superior 4.4x3.4, teniendo las paredes espesor de 0.7.

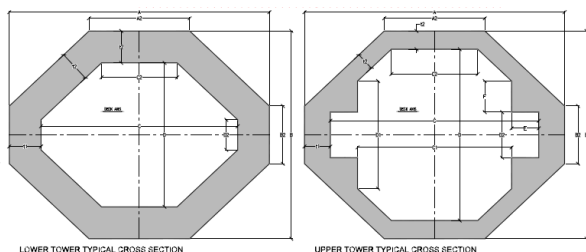


Figura 24. Secciones tipo de torre

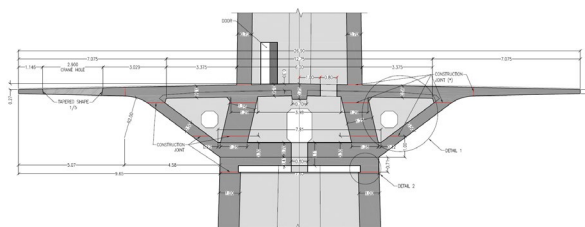


Figura 7. Transición de la torre a nivel del tablero

El anclaje de los tirantes se produce en una longitud de 35 m, dentro de la zona que corresponde a la cruz ornamental. Se resuelve

mediante elementos rectangulares metálicos (armario o *anchor box*) que constan de una estructura para recibir los cables y chapas longitudinales que conectan los tirantes que transmiten 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.

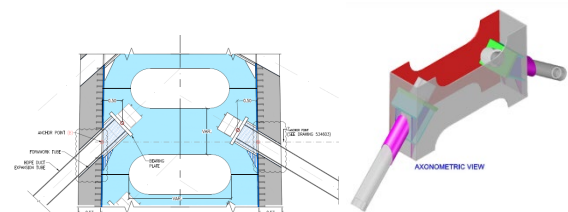


Figura 26 Estructura de anclaje de tirantes

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 modelos numéricos para evaluar su susceptibilidad al galope. Detalles pueden encontrarse en [9] y [11].

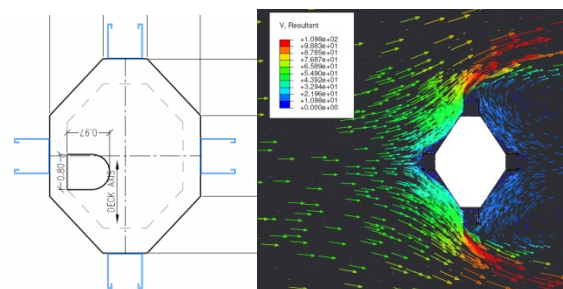


Figura 27. Sección superior de la torre y cálculo CFD del flujo de aire.

Desde el punto de vista del diseño, las situaciones más penalizantes para el dimensionamiento de la torre fueron el viento –

4.4. Pilas de los vanos de retenida

Figura 8. Alzados de pilas intermedias

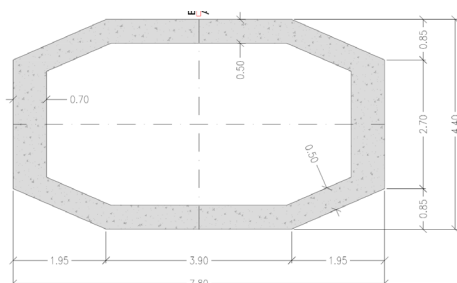


Figura 29. Sección tipo pilas

En las extremas hubo que modificar el diseño de la cabeza añadiendo unas extensiones y unas “zarpas” para poder materializar el sistema de bloqueo por medio de apoyos deslizantes.

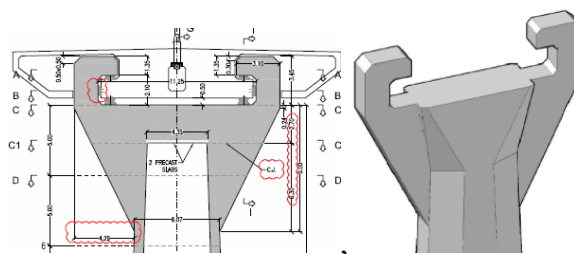


Figura 31. Cabeza de las pilas de retenida extremas.

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 de depósitos de origen volcánico. Del otro lado, predominan debajo de depósitos blandos de menor espesor aparecen formaciones calizas del tipo coralino, y por tanto con mucha presencia de huecos.

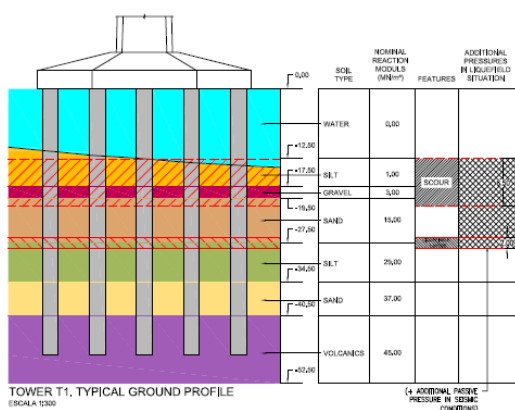


Figura 32. Cabeza de las pilas de retenida extremas.

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

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. Esto permite descargar los de esquina, que deben activarse frente a cargas excéntricas, de manera que las reacciones máximas en todos ellos se muestran más homogéneas e incluso permite eliminar los pilotes de esquina. De esta manera se llegó a la solución de encepado octogonal en las torres principales, geometría que además permitir ahorros en materiales proporciona una geometría menos invasiva en el canal de navegación.

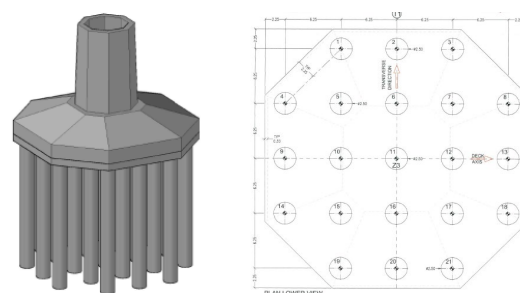


Figura 9 Cimentación de Torres

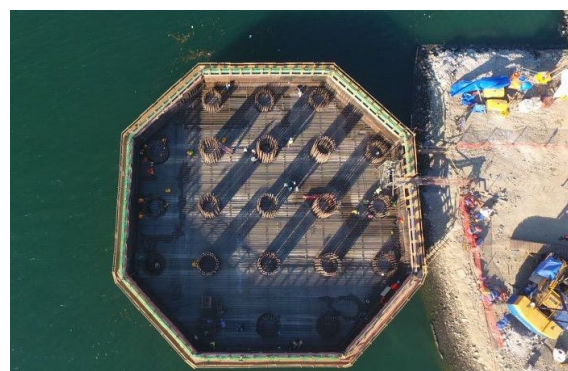


Figura 34. Vista aérea del encepado de T2 en ejecución.

Desde el punto de vista del diseño, dos tipos de acciones gobernaron el dimensionamiento: el impacto de buque y la acción sísmica. En algún caso puntual también la acción del viento se mostró condicionante. 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 [12]. 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 los detalles del mismo. Por ello incluimos solamente en este documento una breve explicación de la solución prevista en proyecto.

Detalles de la ejecución de las cimentaciones pueden encontrarse en [13].

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, llevan 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.

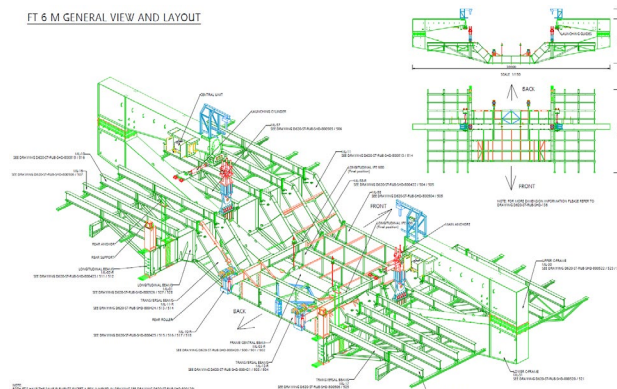


Figura 35. Carro de avance

La dovela de arranque se realiza sobre los mismos carros de avance previamente izados y fijados con una estructura auxiliar en forma de paraguas. A partir de ahí se avanza en voladizos compensados libres hasta el primer tirante

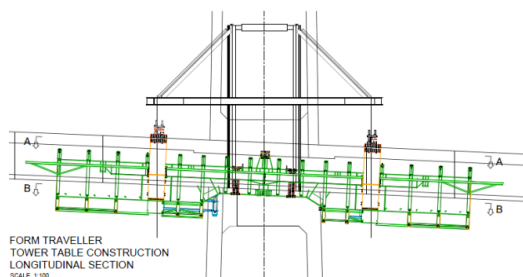


Figura 36. Ejecución de dovela de arranque

A partir de este momento la descompensación entre vano principal y vanos de retenida introduce una complejidad particular al proceso. Por un lado por cada dovela del vano trasero –todas con tirantes- hay que realizar dos del vano principal –una con tirante y otra sin-. Por otro para equilibrar de forma adecuada el vano central y no comprometer la torre a partir de un cierto avance es necesario llevar adelantada la

instalación de tirantes del vano de compensación e ir realizando los contrapesos.

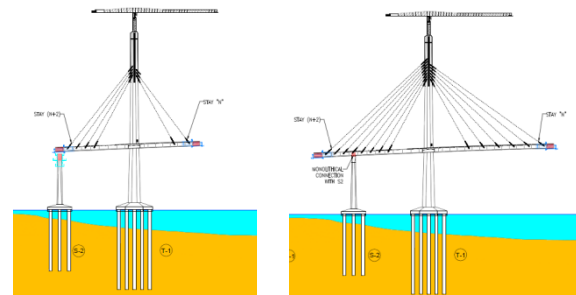


Figura 37. Construcción por voladizos desde la torre.

Una situación especial de la construcción es el paso sobre la primera pila de retenida. Una vez los carros alcanzan y sobrepasan dicha posición, es necesario bloquear el tablero contra ella para garantizar la estabilidad de la construcción. Dado que la ejecución del diafragma y la cabeza de pila condicionaría el ciclo de la obra, se realiza provisionalmente con una estructura metálica que posteriormente queda embebida en la pilas.

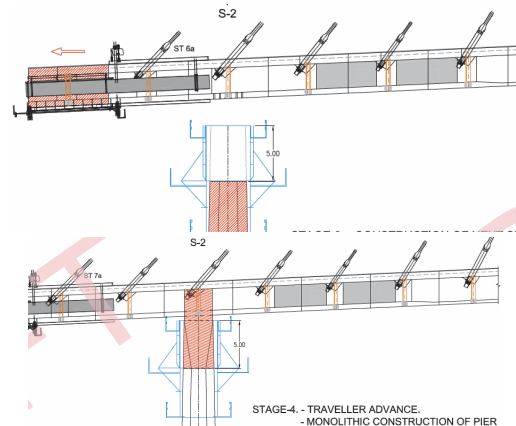


Figura 38. Secuencia de conexión en las pilas adyacentes a las torres.

Desde ese momento el puente tiene una configuración mucho más estable, no obstante el tablero de los vanos laterales es sometido a esfuerzos alternados muy marcados lo cual requiere la disposición de un pretensado especial.

El tablero sobre las pilas extremas de retenida donde se realiza la transición hasta la media madera se realiza cimbrado sobre estructuras auxiliares que permanecen hasta el cierre con el tramo en voladizo. Estas

estructuras se diseñan para que se produzca el apoyo del tablero del viaducto de acceso de vigas prefabricadas antes de esta unión.

5. Cálculos estructurales

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

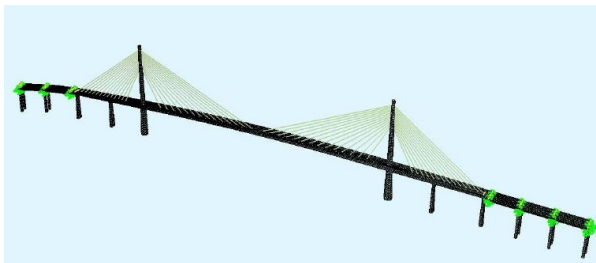


Figura 109. Modelo general con elementos barra.

Se emplean elementos lineales tipo barra o cable. La interacción suelo-estructura se reproduce por medio de matrices de flexibilidad equivalentes con el terreno caracterizado con curvas p-y [12]. Dada la importancia que tiene este efecto en el comportamiento de la estructura en particular la acción sísmica se repitieron los cálculos para distintas condiciones de rigidez del terreno, teniendo en cuenta además la potencial socavación.

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

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

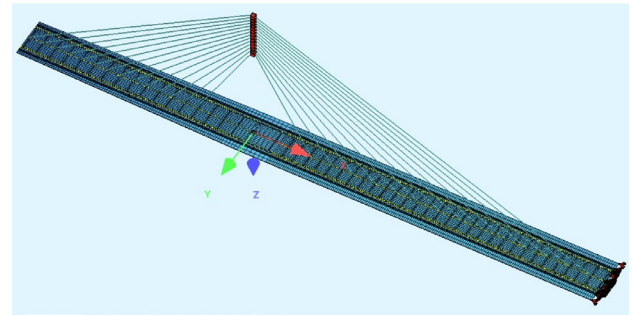


Figura 40. Modelo de elementos lámina

De manera resumida las hipótesis que 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. Todo esto se detalla en [10] [11] [12]

6. Materiales y cuantías principales

Hormigones

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

Cuantías en tablero

- Armadura f_y 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/m².
- (*) 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.

Igualmente 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., Domínguez J.M., Martín B. et al D., Granda L. *Estudios y cálculos avanzados desarrollados en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas). Parte 1. Diseño de elementos especiales* VIII Congreso ACHE. Santander 2020.
- [11] Muñoz-Rojas J., Manoucheri P. et al. *Estudios y cálculos avanzados realizados en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas).Parte 2: Efectos del viento.* VIII Congreso ACHE. Santander 2020.
- [12] Muñoz-Rojas J., Manoucheri P. et al. *Estudios y cálculos avanzados realizados en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas).Parte 2: Interacción suelo-estructura y cálculo sísmico.* 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.