

# Puente sobre el Estrecho de San Martín para la unión de las villas de Laredo y Santoña (Cantabria)

Mario de Lucio Alonso\* y Arturo Antón Casado (tutor)<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de A Coruña. Universidade da Coruña*

Septiembre de 2019

---

**Resumen**— El nuevo puente sobre la bahía de Santoña tiene una longitud total de 890 m y cruza el Estrecho de San Martín desde la villa de Laredo hasta la de Santoña. El tramo central está compuesto por una solución atirantada de 200 m de luz, vanos de retenida de 90 m y un gálibo de navegación de 28 m. El tablero simplemente apoyado se construye de forma simétrica mediante empuje desde los estribos de ambos lados. Para ello, se ha optimizado el proceso de lanzamiento de tal forma que se aprovecha el propio sistema de atirantamiento del puente para compensar los esfuerzos flectores máximos producidos durante el empuje, no siendo necesarios elementos adicionales de compensación de esfuerzos. La concepción de este puente pretende establecer un valioso vínculo entre las zonas de mayor importancia de la zona oriental de Cantabria, al mismo tiempo que conseguir una adecuada integración de la estructura en el estuario.

**Palabras clave**— Puente atirantado; Puente mixto hormigón-acero; Construcción por empuje con atirantamiento frontal.

---

**Abstract**— The new bridge over Santoña bay has a total length of 890 m and crosses from the city of Laredo to Santoña. The main stretch is a cable-stayed deck with a 200 m main span, 90 m side span and a vertical clearance for navigational purposes of 28 m. The simply supported steel deck is being built by segments incrementally launched from both sides. With that purpose, the launching process has been optimized so that its own cable stayed support system compensates the forces generated during construction. The conception of this new bridge aims at establishing a new valuable bond between Laredo and Santoña while at the same time achieving an adequate integration of the structure in the estuary.

**Keywords**— Cable-stayed bridge; Composite steel-concrete bridge; Launching construction.

---

## INTRODUCCIÓN

Laredo y Santoña con una población de 11.347 y 11.004 habitantes (INE), respectivamente, son junto con Castro-Urdiales los dos municipios más poblados de la zona oriental de la Provincia de Cantabria. Ambas villas marineras basan gran parte de su economía en la industria pesquera y conservera. El turismo también juega un papel importante en ambas poblaciones, provocando un aumento de hasta 100.000 habitantes durante el periodo estival.

La única conexión terrestre existente entre las dos localidades y los municipios adyacentes, es la carretera autonómica CA-241 o más bien conocida como “Carretera de los Puentes”. Esta vía de 5,1 km de longitud posee una IMD aproximada de 10000 v/d, de los cuales un 6% son pesados, y enlaza con la autovía del Cantábrico A-8 a través de la Nacional N-634, discurriendo sobre el Parque Natural de las Marismas de Victoria y Joyel. Sus desfavorables características geomé-

tricas (calzada excesivamente estrecha, poca visibilidad en curvas, mala iluminación) y el deterioro del entorno natural sobre el que está construida, la convierten en una infraestructura inadecuada desde el punto de vista técnico, social y medioambiental. Tanto es así que la CA-241 ha sido incluida en numerosas ocasiones en el listado de tramos de vías convencionales más peligrosos para circular por nuestro país, o más conocidos como puntos negros, que realiza la DGT cada año.

Por otro lado, a pesar de que la separación de ambas villas puede inscribirse en un radio máximo de 700 metros por mar a través del Canal de San Martín, el trayecto actual más corto siguiendo el itinerario A-8 – N-634 – CA-241, supone recorrer una distancia de 18 km, lo que puede requerir un tiempo de viaje de hasta 35 minutos en hora punta, con los riesgos que conlleva utilizar la CA-241.

La actual situación de las conexiones terrestres alrededor de la Bahía pone de manifiesto la necesidad de plantear nuevas alternativas de enlace entre Laredo, Santoña y las localidades adyacentes, que permitan mitigar total o parcialmente los inconvenientes técnicos, sociales y medioambientales anteriormente comentados. En este sentido, se propone la construc-

\* Autor para correspondencia:

Correo electrónico: m.delucio@udc.es (Mario de Lucio Alonso)

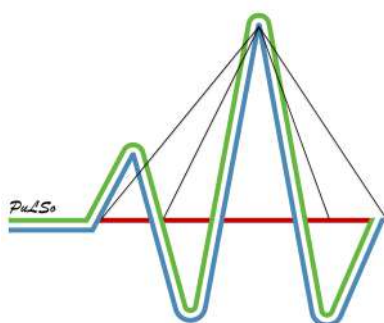


**Fig. 1:** Esquema de conexiones terrestres actuales entre las villas de Laredo y Santoña.

ción de un nuevo puente de carretera sobre el Canal de San Martín que una las localidades de Laredo y Santoña. Dicho puente permitirá, además de la circulación en ambos sentidos de automóviles, el paso de peatones y vehículos no motorizados. De esta manera, los objetivos que se persiguen con la construcción de la una infraestructura son:

- Reducción del actual trayecto en un 78 %, de 18 a 3.96 km, desde el centro urbano de Laredo hasta Santoña
- Descongestión y reducción de la IMD en la CA-241
- Disminución de la peligrosidad en la confluencia entre la N-634 y la CA-241
- Amortiguamiento del impacto ambiental sobre las Marismas de Victoria y Joyel

Por último, se pretende que el puente se convierta en elemento simbólico de la bahía, en medio de su bellissimo entorno natural, y que se incorpore a el sin deteriorarlo. Por ello, y aunque se trata de un trabajo académico, dada la importancia del factor estético, y por consiguiente social que tendría un proyecto real de tal magnitud, se le proporciona cariñosamente el nombre comercial “PuLSo”, acrónimo que responde a la suma de las palabras: Puente entre Laredo y Santoña. También se ha diseñado un logotipo, cuyos colores representan las banderas de las villas que une el puente.



## ESTUDIO DE MOVILIDAD

Con el fin de evaluar la utilidad de cada una de las soluciones propuestas y su influencia en el tráfico de la zona, se ha realizado un modelo de transporte de la zona de estudio. Para ello, se ha utilizado un modelo clásico de 4 pasos basado en viajes, en el que la unidad de análisis es un viaje entre un origen y un destino, que incluye:

- Generación de viajes: se evalúan cada una de las zonas en las que se divide el área de análisis con el fin de obtener los viajes producidos en cada zona y los viajes atraídos a cada zona. Dada la naturaleza académica del proyecto, y de debido a la falta de recursos económicos, se ha supuesto un modelo de producciones y atracciones ya calibrado, en el que se estima que a partir de una encuesta domiciliaria se ha obtenido un modelo de regresión lineal múltiple que permite estimar la producción de viajes HBW en cada uno de los domicilios del área de estudio.
- Distribución de viajes: Una vez que obtenidos los viajes producidos y atraídos por cada zona, se establece a donde van cada uno de los viajes producidos, o de donde vienen cada uno de los viajes atraídos por cada zona. Se obtiene así la matriz origen-destino, que nos dice cuántos viajes se producen desde la zona X a la zona Y. Para el modelo de distribución utilizado, y debido a que se esperan cambios notables en la red viaria, se ha realizado mediante un modelo de gravedad en la que, análogamente a la ley de gravitación universal de Newton, el número de viajes desde la zona i a la zona j en directamente proporcional al número de viajes producidos en i y atraídos en j, y se minorra mediante una función de fricción que depende de la distancia entre ambas zonas - en nuestro caso, el coste de transporte en minutos. Así, la formulación es la siguiente:

$$T_i = L_i \cdot P_i \cdot M_j \cdot A_j \cdot f(c_{ij}) \tag{1}$$

donde  $L_i$  y  $M_j$  son coeficientes que garantizan que la suma de los viajes producidos en i sea la producción de i, y que la suma de los viajes atraídos a j sea la atracción. Como ambas fórmulas están relacionadas, y son interdependientes, es necesario realizar una solución iterativa análoga a la de Furness, ajustado las filas y las columnas de la matriz. La función  $f(c_{ij})$  es la función de fricción, que depende del coste de transporte entre la zona i y la zona j. Se ha utilizado una función exponencial de la forma:

$$f(c_{ij}) = e^{-\beta \cdot c_{ij}} \tag{2}$$

La matriz de coste expresada en minutos se hizo teniendo en cuenta el tiempo que se tarda en llegar dese la zona i a la zona j, ajustándose posteriormente los valores para que el valor de la matriz O/D (Origen/Destino) fuera similar a los datos de tráfico tras las correspondientes iteraciones. Para hallar el valor de  $\beta$  se siguió este mismo criterio, adoptando un valor  $\beta = 0,2$ .

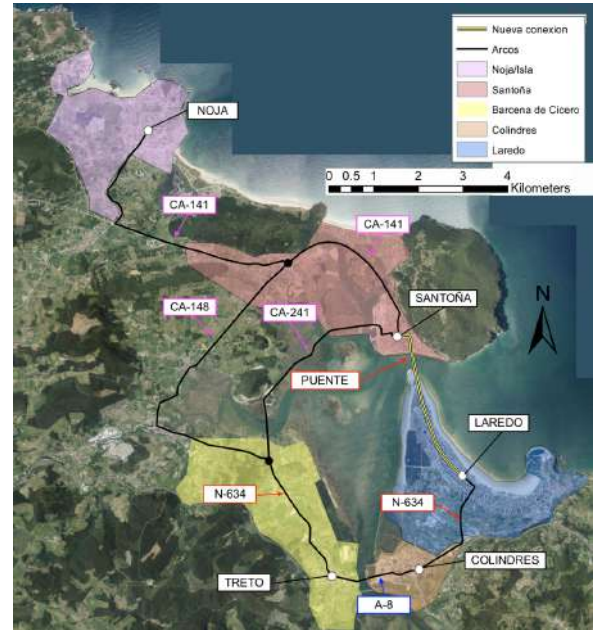
- **Reparto modal:** Cada uno de los viajes entre cada una de las zonas se produce en un modo de transporte distinto; transporte público, vehículo privado, a pie, bicicleta... En este paso se determina la proporción de viajes en cada modo.
- **Asignación de ruta:** finalmente se establecen las rutas que dentro de cada modo de transporte siguen los viajeros. A modo de simplificación solo se tendrá en cuenta el transporte privado. No obstante, esta simplificación es bastante realista ya que, dadas las poblaciones de las zonas estudiadas, el uso del transporte público no está muy extendido. Se ha empleado para ello el modelo de asignación todo o nada, que es el más simple de todos, ya que los flujos son asignados a la ruta más corta que conecta cada par O-D, lo cual es congruente con los municipios que engloban las diferentes zonas de estudio que recoge el modelo.

Las fuentes para la obtención de la información han sido distintas agencias institucionales. Los datos de tráfico provienen del Mapa de Tráfico 2012 de la Dirección General de Tráfico (DGT). Los datos de población y socioeconómicos han sido obtenidos principalmente a través de la página web del Instituto Nacional de Estadística. Los datos demográficos se han podido obtener a nivel de sección censal (pequeñas divisiones inferiores al municipio) mientras que los datos socioeconómicos se han obtenido por municipio. Los datos utilizados son de enero de 2012, con el fin de que fueran coherentes con los datos de tráfico disponibles.

En los modelos de transporte, la zonificación permite concentrar los datos de la zona en un centroide. Se supone que toda la actividad y todos los viajes se concentran en ese punto; por tanto, se comete un error de discretización que ha de ser compatible con el estudio. En la figura 2 se muestran las zonas en las que se ha dividido el área metropolitana. Las cinco zonas en la que se ha discretiza zona de estudio son:

- **Zona 1, Ayuntamiento de Laredo:** Esta zona engloba los municipios de Laredo, Seña y Tarrueza, así como los barrios de la Pesquera, La Arenosa, El Callejo, Las Carcobas y Villante.
- **Zona 2, Santoña:** Engloba los municipios de Santoña, Argoños, Santiuste, Ancillo y El Dueso.
- **Zona 3, Colindres:** Corresponde al municipio de Colindres
- **Zona 4, Barcena de Cicero:** Engloba los municipios de Treto y Cicero.
- **Zona 5, Noja/Isla:** Se corresponde con los ayuntamientos de Noja e Isla.

Por último dentro de este apartado, en las tablas 1 y 2, así como en la figura 3 se presentan los resultados obtenidos del modelo de transporte para la situación actual y la situación a futuro considerando el puente. En el caso de la situación actual, podemos observar como la CA-241 es la ruta más congestionada de toda la red, llegando a albergar unos 11000 v/día. Esto se debe a que es la única conexión terrestre que permite la triangulación Laredo-Colindres-Santoña,



**Fig. 2:** Grafo realizado en la zona de estudio. Los nodos aparecen en negro y blanco, siendo estos últimos los centroides. Elaboración propia sobre una ortofoto del PNOA.

por lo que todos los vehículos que salen de Laredo, pasen o no por Colindres utilizando el tramo de la A-8 previsto al efecto, se unen con los vehículos procedentes de Colindres en la intersección entre la N-634 y la CA-241. La conexión entre Santoña y Noja/Isla se realiza mediante la CA-141, la cual recoge cerca de 3000 vehículos, mientras que la conexión Noja/Isla-Colindres-Laredo, pasa por la CA-148, que recoge unos 2000 vehículos, funcionando esta última como un “bypass” que permite descongestionar la CA-241.

**TABLA 1:** MATRIZ ORIGEN DESTINO DE LA SITUACIÓN ACTUAL SIN PUENTE.

Laredo	Santoña	Noja/Isla	Colindres	O/D
11768	7145	2902	6054	Laredo
7145	7951	3118	4275	Santoña
2902	3118	1574	1789	Noja/Isla
6054	4275	1789	3732	Colindres

Para el caso con puente la situación de tráfico en la red es muy distinta. La nueva conexión entre Laredo y Santoña recoge todos los vehículos procedentes de Laredo con dirección Santoña, y viceversa, así como los procedentes de Noja/Isla-Laredo. Esto provoca que la nueva conexión terrestre alcance una IMD equivalente a la que tiene la CA-241 en la situación actual, la cual ahora posee una IMD de unos 4000 v/día, por lo que el puente cumple su función principal,

**TABLA 2:** MATRIZ ORIGEN DESTINO A FUTURO CONSIDERANDO EL PUENTE.

Laredo	Santoña	Noja/Isla	Colindres	O/D
10345	8368	3277	5879	Laredo
8368	7094	2843	4183	Santoña
3277	2843	2843	1793	Noja/Isla
5879	4183	1793	3996	Colindres



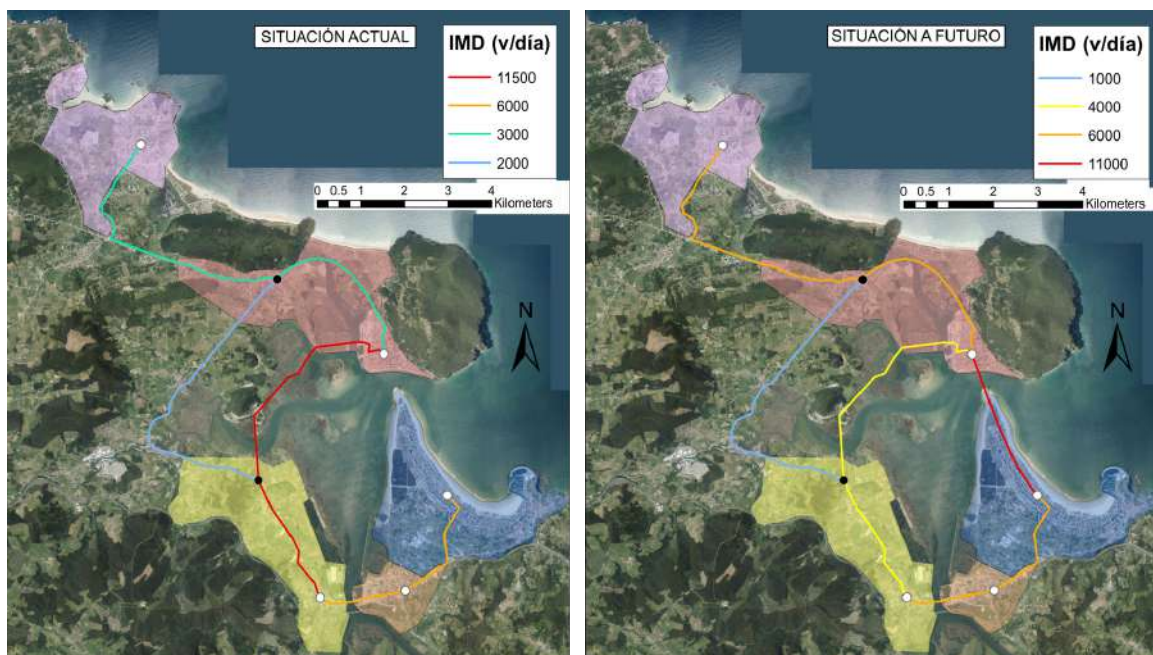


Fig. 3: IMDs que recoge cada ruta según el modelo planteado para la situación actual (dcha.) y la futura con puente (izda.)

la cual no es otra que descongestionar la CA-241 y proponer una alternativa con mayor seguridad vial y mejores prestaciones. El tráfico de las conexiones Laredo-Colindres-Cicero y Noja/Isla-Colindres-Cicero es invariante frente a la construcción del puente.

**ANÁLISIS PREVIO DE ALTERNATIVAS**

**Trazado**

En este apartado se analiza la viabilidad de las diferentes alternativas de trazado del puente. Dado que el acceso desde el lado Laredo es único y tiene capacidad suficiente, a través de la Av. Emilio Caprile Poloni, se estudian las diferentes soluciones en base a los accesos en el lado Santoña, por ser mucho más limitativos en cuanto a espacio y condiciones urbanísticas se refiere. Las características del trazado corresponden a las de una carretera convencional con una velocidad de proyecto de 50 km/h. Las tres alternativas consideradas se muestran en la figura 4.

El trazado de la alternativa TR1 (longitud total 2150 m) se adentra en el arenal a través Av. Emilio Caprile Poloni en el lado Laredo y, tras cruzar un trecho acuático de 630 m, enlaza con el lado Santoña en el Paseo Pereda a escasos metros del Fuerte de San Martín. Una vez atravesado dicho paseo, el trazado continúa a través de una circunvalación que discurre por la ladera del Monte Buciero, dejando a mano izquierda el pozo y la estación de bombeo del colector-interceptor entre Laredo y Santoña. La circunvalación finaliza enlazando con la Av. Virgen del Puerto, la cual tiene conexión directa con la CA-241. La principal ventaja de esta alternativa reside en una afección moderada al arenal de la playa Salvé y longitud sobre la porción acuática aceptable. No obstante, se encuentra dentro del radio del entorno de protección del Fuerte de San Martín, el cual fue declarado como BIC el 9 de febrero de 1992. Dentro del Plan General de Ordenación Urbana de Santoña, aprobado por la Comisión Regional de Urbanismo

del Gobierno de Cantabria en 1987, está considerado como inmueble de protección singular de grado II, por lo que solo se pueden llevar a cabo operaciones de conservación y rehabilitación. El Fuerte y su batería, la cual se encuentra unos metros más arriba del monte Buciero, poseen un área de presunción arqueológica de 250 m, con lo cual esta alternativa no sería viable desde el punto de vista de conservación del patrimonio.

La alternativa TR2 es una alineación cuasi rectilínea de 900 m de longitud. Nace en la Av. Caprile Poloni en el lado Laredo, y muere en la intersección del Paseo Pereda con la Calle O'Donnel en el lado Santoña. Es la alineación de menor longitud de las tres alternativas que se presentan en este anejo, con lo cual, a efectos de trazado, será la más económica de las tres. Al contrario que la alternativa TR1, el área de afección de esta solución no es cercana, ni afecta a ningún elemento recogido en el inventario de elementos pertenecientes al patrimonio histórico del PORN de Santoña. El trazado de la alternativa TR2, se aleja bastante más del trazado del túnel subfluvial que la alternativa TR1. No obstante, en caso de ser la solución elegida habrá que estudiar la influencia de los elementos de cimentación sobre el colector-interceptor. En la entrada a Santoña se dispone de suficiente espacio (100 m) para situar el estribo, y conseguir llegar a cota 0 en la Calle O'Donnel cumpliendo la normativa de trazado en lo que a pendientes máximas se refiere.

Por último, la alternativa de trazado TR3 tiene una longitud total de 1139 m. Nace en la Av. Emilio Caprile Poloni en el lado Laredo, y conecta con el lado Santoña en la Calle Glez. Ahedo, por lo que es la que más se adentra en las Marismas de Victoria y Joyel. No afecta a ningún elemento de patrimonio histórico y su trazado es el más alejado del túnel subfluvial. No obstante, se adentra demasiado en el Parque Natural de las Marismas de Victoria y Joyel. En base a un análisis multicriterio, y teniendo en cuenta las fortalezas y debilidades anteriormente explicadas, se opta por la alternativa TR2.

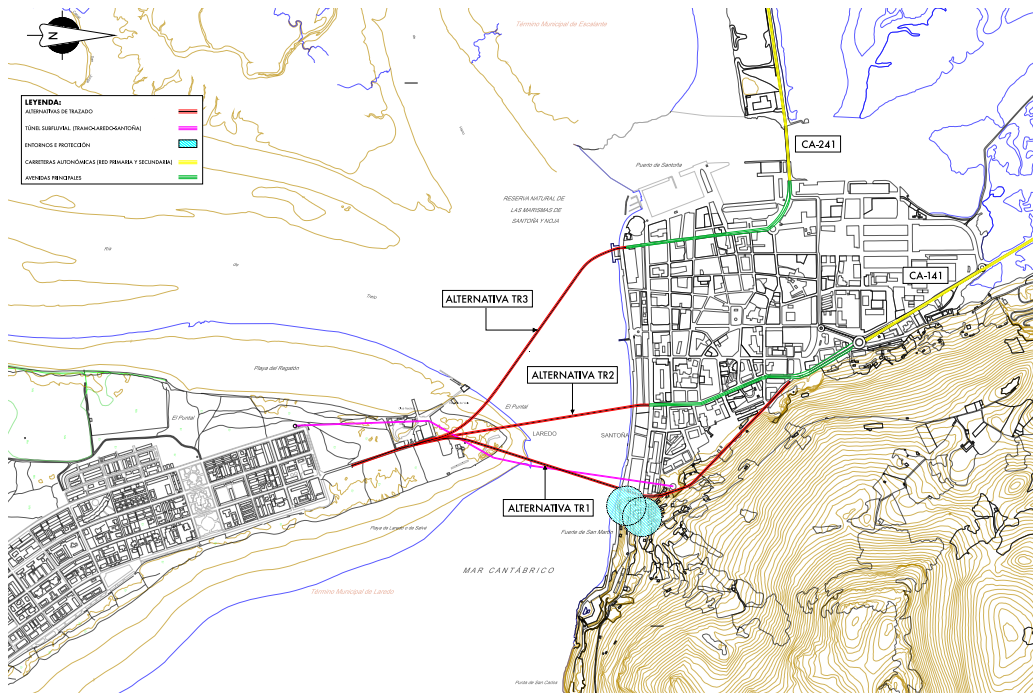


Fig. 4: Alternativas de trazado consideradas.

### Tipología del puente

Una vez se dispone de la alternativa final a efectos de trazado, se plantean las diferentes tipologías estructurales que permiten salvar la porción acuática sobre el estuario.

Para facilitar el análisis multicriterio en cuanto a tipología estructural se refiere, se imponen una serie de requisitos/exigencias que proporcionan las condiciones de contorno que permiten acotar la búsqueda de la solución que mejor encaja. Estos requisitos son:

- Se limita el vano máximo a 200 m, de manera que se puedan aplicar las disposiciones recogidas en la IAP-11 en cuanto a definición de acciones se refiere. Una estructura con un vano principal mayor de 200 m, requeriría un riguroso estudio aeroelástico que se sale del espectro de las exigencias de un proyecto de fin de máster.
- Los vanos de aproximación no serán menores de 40 m, ni mayores de 70 m. Dado que es inevitable que las pilas de los vanos de aproximación se sitúen sobre el arenal de Laredo, parece razonable considerar un vano máximo de esta índole, que produzca un número de apoyos adecuado desde el punto de vista ambiental.
- Los elementos estructurales principales (torres, pilonos, arcos, etc) deben de quedar fuera de cualquier arenal.
- Se intentará, en la medida de lo posible, que la configuración del puente sea simétrica, de manera que su presencia proporcione igual importancia a ambas villas.
- Se debe cumplir el gálibo mínimo exigido (20 m), a poder ser en la zona de mayor calado del estuario.

En base al puente “Porta D’Europa”, se plantea en primer lugar un puente móvil formado por dos pórticos basculantes

atirantados que salvan un vano principal de 100 m. El ángulo de apertura máximo se fija en 61°. Los viaductos de acceso se resuelven mediante tableros continuos de hormigón pretensado apoyados cada 60 m sobre pilas de sección rectangular. Dichos viaductos nacen de dos estribos cerrados de igual altura a cada lado, y continúan con una pendiente del 3% hasta llegar al vano principal atirantado, consiguiendo así una altura máxima de 13 sobre el NMMA.

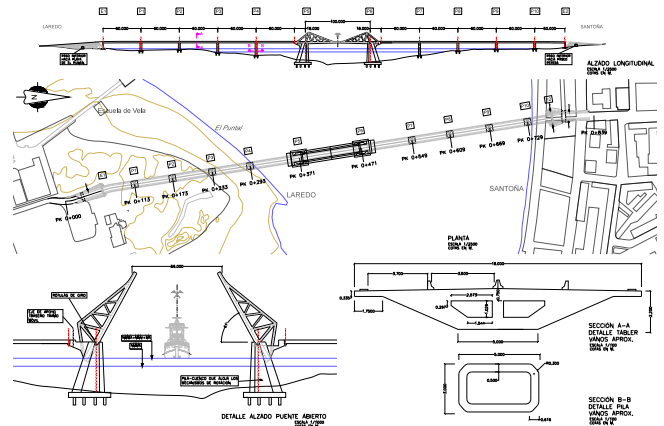


Fig. 5: Alternativa TP1, puente móvil basculante.

En segundo lugar se plantea un puente arco de tablero inferior formado por dos arcos metálicos prefabricados contiguos que salvan sendos vanos de 150 m. Los viaductos de aproximación se resuelven mediante 4 vanos de 50-60 m a cada lado mediante una solución clásica a base de una losa aligerada de sección trapezoidal. El tablero está dotado de una curvatura parabólica en alzado que permite conseguir el gálibo mínimo, alcanzado el máximo en el punto medio de la longitud total del puente con una altura de 30 m sobre la lámina de agua, y consiguiendo así la simetría buscada. La altura alcanzada por el tablero en los apoyos extremos viene



limitada por la altura máxima del estribo en el lado Santoña que permite bajar a cota cero nada más alcanzar la Calle O'Donnell, 7 m.

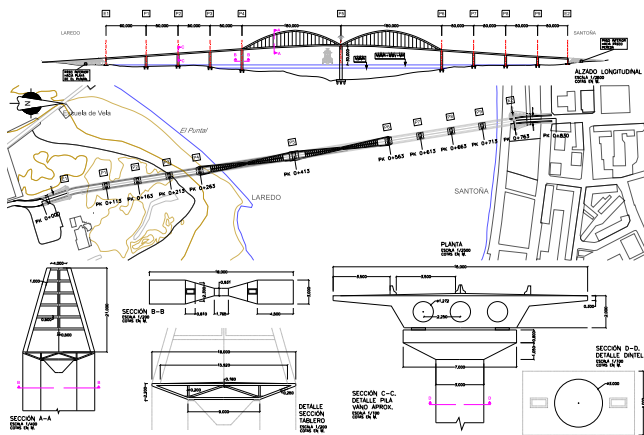


Fig. 6: Alternativa TP2, puente arco.

La alternativa TP3 consiste en un puente atirantado de tipología mixta en semi-abanico, con un solo plano central de cables que sustentan un vano principal de 200 m. Los vanos de retenida tienen una luz 90 m. Los viaductos de aproximación se apoyan cada 60 m sobre pilas de sección hueca estilizada, la cual se inscribe dentro de un rectángulo de 5 x 3 m. El puente nace de dos estribos cerrados de 7 m de altura, y continua desde ambos extremos con una pendiente del 7% hasta alcanzar el máximo en el punto medio de la bahía, con una altura sobre el NNMA de 30 m.

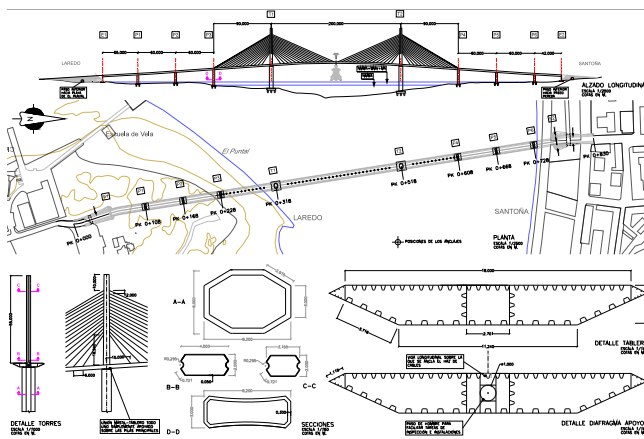


Fig. 7: Alternativa TP3, puente atirantado en semi-abanico.

La alternativa TP4 plantea un puente atirantado formado por una torre principal única, con dos grandes vanos de 200 m a cada lado. El puente acaba con 3 tramos a cada lado de entre 50 y 55 m de luz. La pila principal tiene forma de lambda y una altura total de 115 m. Su remate superior se compone de una célula mixta de hormigón de acero de sección prismática recta y perfil levemente curvado. El tablero, de acero, se resuelve mediante do velas de sección aerodinámica tipo G1 de 15 m de anchura, con diafragmas en las zonas de anclaje de los cables. La separación entre los puntos de anclaje en el tablero se ha fijado en 6 m. En los vanos de aproximación, el tablero se apoya sobre dos pilas de sección circular de 1.5 m de diámetro.

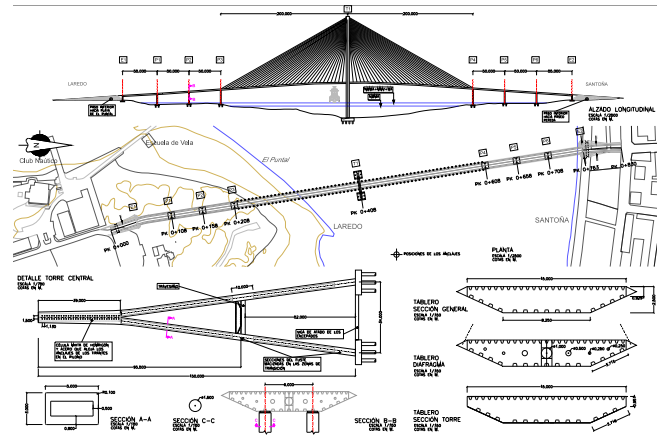


Fig. 8: Alternativa TP4, puente atirantado con doble plano de tirantes.

Al igual que en el caso de las alternativas de trazado, en base a un análisis multicriterio en el que se tienen en cuenta aspectos técnicos, económicos, ambientales, estéticos y de explotación/conservación se opta por llevar a cabo la alternativa TR3.

## DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA

### Descripción general

El puente tiene una longitud total de 717 metros, y está situado entre los P.K. 0+058 y P.K. 0+775 según el presente proyecto. El vano principal, situado entre el P.K. 0+317 y P.K. 0+517, se resuelve con una solución atirantada mediante un sistema de cables central en semi-abanico. Dicho tramo atirantado posee una disposición simétrica, formada por un vano principal de  $l_a = 200$  m, y dos vanos de retenida de  $l_m = 90$  m.



Fig. 9: Vista general de la solución elegida.

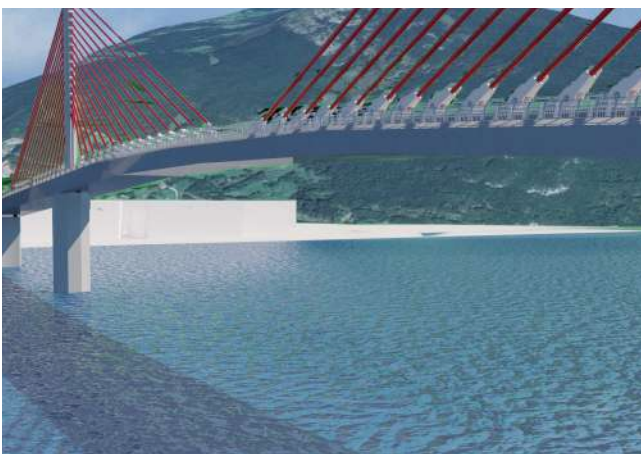
Los viaductos de aproximación se sitúan entre los P.K. 0+58 y P.K. 0+233 desde el lado Laredo, y P.K. 0+6182 y P.K. 0+775 desde el lado Santoña. La disposición de vanos en estos viaductos es asimétrica, ya que se dispone de tramos de 55, 60 y 42 m de longitud. Tanto el tramo principal como los de aproximación comparten el mismo tablero, dándole máxima continuidad longitudinal al puente, el cual se encuentra simplemente apoyado en las seis pilas que forman la estructura.



**Fig. 10:** Detalle del aspecto final de la unión pilono-tablero-pila.

El hecho de que todo el puente se encuentre apoyado sobre las pilas deriva del proceso constructivo contemplado, el cual consiste en empujar el puente desde ambas orillas como un todo-uno aprovechando el propio atirantamiento como sistema de lanzamiento. Dado que el sistema de atirantamiento es central, la rigidez a torsión del sistema la proporcionan los apoyos de anclaje que finalizan los vanos de retenida, consiguiendo así una relación recomendada por muchos autores de  $l_a/l_m < 0,5$ . El tablero, formado por una sección cerrada como se verá más adelante, también contribuye a rigidizar la estructura frente a torsión.

Los mástiles tienen una altura total sobre la rasante de 55 m, que sumada a la altura de las pilas sobre las que se apoyan, 30-40 m, hace un total de 85-95 metros para la torre más cercana al lado Laredo y al lado Santoña, respectivamente. El tablero presenta un trazado parabólico en alzado con una pendiente del 7%, cuyo máximo se alcanza aproximadamente en el punto medio de la bahía, el cual presenta el mayor calado y facilita el tránsito de los buques pesqueros y su entrada a los puertos de Laredo, Santoña y Colindres. El punto más alto del tablero se encuentra a 30 m sobre la cota de la lámina de agua de diseño, la cual contemplaba la subida del nivel del mar por Marea Astronómica y Meteorológica por presión, como se analiza en el Anejo de Análisis del Nivel del Mar Extremal en la bahía.

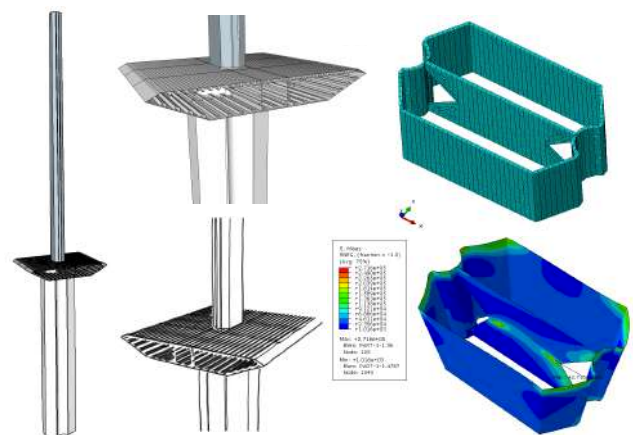
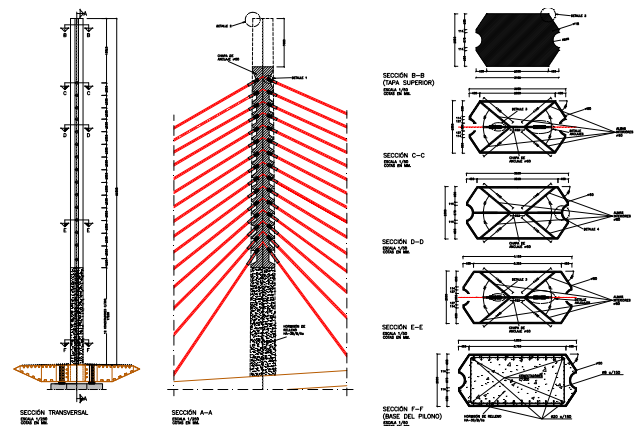


**Fig. 11:** Vista lateral del puente donde se puede apreciar la curvatura del tablero necesaria para cumplir el galíbo de navegación.

El acceso al puente en el lado Laredo nace en la Avenida Emilio Caprile Poloni, situándose el estribo en la explanada que actualmente constituye el aparcamiento de El Puntal. En el lado Santoña el terraplén de acceso arranca en el Paseo Pereda y muere a cota cero en la Calle O'Donnell. Ambos estribos, cerrados, tienen una altura de 7 m.

**Esquema de torres y pilas**

Como parte del sistema de atirantamiento, los pilonos, de acero, están formados por una sección octogonal que se encaja dentro de un rectángulo de 4.5 x 2 m y 5 cm de espesor. Tienen una altura total de 55 m sobre la rasante del tablero. Se disponen acanaladuras longitudinales de geometría semi-circular a lo largo de toda la sección en la zona de anclaje de los cables. Con el objeto de resistir de forma más eficiente las compresiones generadas por el momento flector en el pie del pilono, se rellena la sección de hormigón hasta el encuentro del primer anclaje, a 18 m sobre la rasante.



**Fig. 12:** Detalles constructivos de los pilonos y modelo de elementos finitos local utilizado para validarlos.

La superestructura metálica del tramo principal se encuentra simplemente apoyada en dos grandes pilas huecas de hormigón, de sección octogonal. Sus dimensiones son 6 x 8.2 m, de manera que aproximadamente 3/4 partes de la superficie inferior del tablero se encuentra apoyada sobre la pila. Su espesor es de 0.5 m. Las pilas de los vanos de aproximación, también de hormigón, están compuestas de una sección rectangular de 3 x 8.2 m y 0.3 m de espesor. Dicha sección se

estiliza mediante un acuerdo parabólico que recorre el lado largo de la misma (ver figura 12).

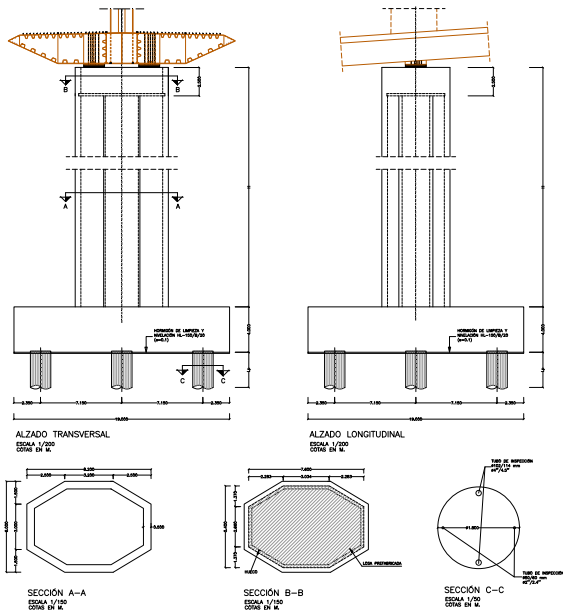


Fig. 13: Detalles de las pilas principales sobre los que se apoyan los pilonos metálicos.

**Tablero**

El tablero está formado por una losa ortótropa de chapa de acero de sección cajón con forma heptagonal aerodinámica. Las dimensiones generales del rectángulo envolvente de la sección son 2.4 m de canto y 18.00 m de ancho, estando el centro de gravedad a 2,269 m de altura respecto a la base. Por tanto, la relación canto-vano es de 1/80, y la relación ancho-vano, 1/11. El tablero final estará compuesto de dovelas prefabricadas de 6 m de ancho.

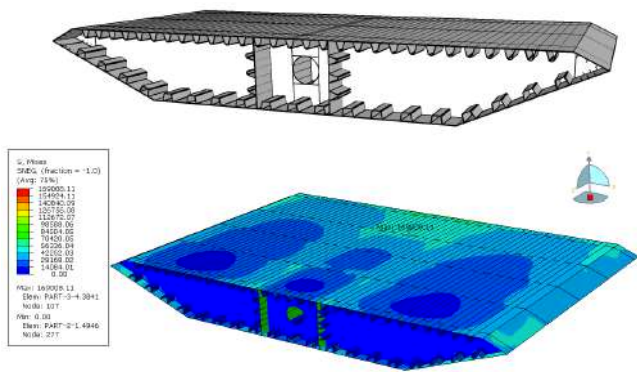


Fig. 14: Detalle 3D de una dovela del tablero y modelo de elementos finitos para verificación de los estados de plastificación y fatiga.

La sección transversal en sí misma está compuesta por las chapas envolventes, las cuales forman el heptágono exterior del que está compuesto la sección cajón, y los rigidizadores longitudinales. De acuerdo con la nomenclatura de la RPM-95, las dos chapas superiores que forman el ala superior están previstas de la inclinación del 2% respecto de la horizontal con la que contará la carretera. La chapa inferior, la cual constituye el ala inferior de la sección, es horizontal. Las 4

chapas restantes forman las almas laterales del tablero. Las chapas superiores tienen un grosor de 14 mm, mientras que en las de los 3 lados inferiores el grosor es de 10 mm.

En la sección encontramos tres tipos de rigidizadores soldados a la parte interior de la chapa de acero. Sus funciones son las siguientes:

- Evitar el pandeo torsional de las chapas. Aspecto muy importante en este puente dada su tipología con un solo plano central de cables.
- Evitar inestabilidades locales. Sobre todo, las generadas por la actuación de las fuerzas provenientes de los cables.
- Aportar una rigidez transversal adecuada.
- Aportar la resistencia suficiente.

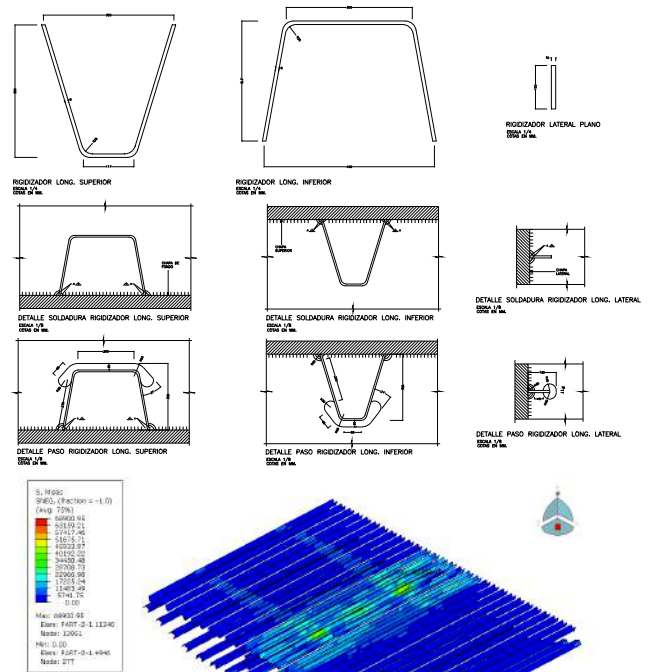


Fig. 15: Tipos de rigidizadores longitudinales y ejemplo del modelo de elementos finitos utilizado.

Tanto la chapa superior como la inferior, están previstas de rigidizadores cerrados trapezoidales. Los de la chapa superior y los del recinto cerrado rectangular que aloja el hueco del pilono, han sido escogidos, de entre los propuestos por la norma RPM-95 y la EAE, teniendo en cuenta que sobre la losa circularan vehículos de manera directa.

Concretamente se ha decidido disponer el perfil tipo 2, número 6, con un grosor de 8 mm, una altura de 300 mm, una base mayor de 300 mm y una base menor de 116.6 mm, con chaflanes de 25 mm de radio. La separación entre rigidizadores es de 300 mm, y por tanto hay un total de 28 en la sección. Como es habitual, las medidas están tomadas con respecto a la fibra central de la chapa de acero que forma el rigidizador, tomando esta como un elemento sin grosor.

Por su parte, las chapas del ala inferior y de las almas laterales inferiores, tienen unos rigidizadores más anchos, de



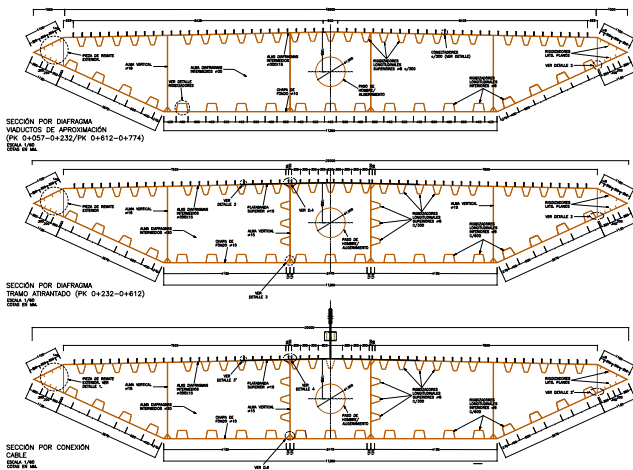


Fig. 16: Secciones transversales del tablero.

400 mm de base mayor, 300 mm de base menor y 275 mm de alto. El grosor es el mismo que en el caso anterior, 8 mm, y la separación entre rigidizadores es 600 mm. En el ala inferior hay un total de 11 rigidizadores de este tipo, y continúan ascendiendo por las almas laterales inferiores 4 más en cada lado, para un total de 15 rigidizadores inferiores. En las chapas de las almas laterales superiores y en la longitud restante de los inferiores se soldarán rigidizadores planos rectangulares de 100 mm de altura y 10 mm de grosor. Se separarán cada 300 mm en las chapas laterales superiores e inferiores, disponiendo un total de 3 en cada una.

Los diafragmas son elementos estructurales que se disponen en los tableros metálicos con sección cajón, y cuya principal finalidad es asegurar una adecuada transmisión de las cargas, de forma que la geometría de las secciones permanezca prácticamente inalterada.

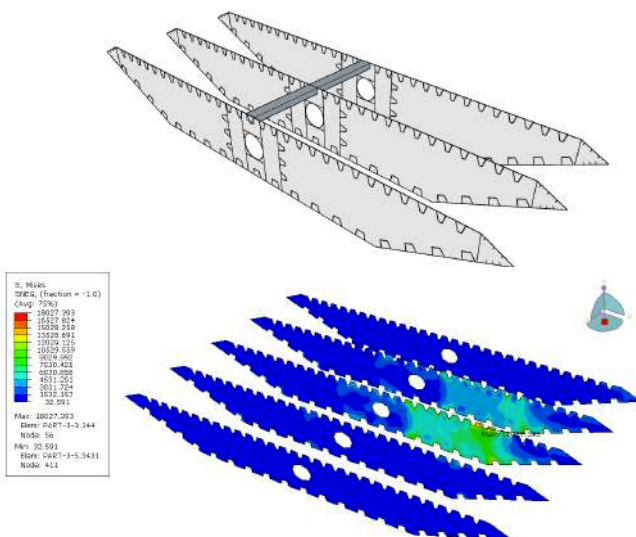


Fig. 17: Detalle 3D de la colocación de los diafragmas y verificación estructural de los mismos por elementos finitos.

Como se indica en la figura 17 los diafragmas estarán colocados cada 3 m. Están compuestos por una chapa de acero de 30 mm, maciza y con aligeramientos circulares, los cuales funcionan las veces de paso de hombre para facilitar las tareas de inspección e instalación. Los aligeramientos están

reforzados perimetralmente rigidizadores horizontales y verticales. Todos los diafragmas situados en el tramo atirantado, se encuentran reforzados en la parte superior por una platabanda longitudinal de 15 mm que recoge la componente horizontal de la fuerza de los cables.

### Sistema de atirantamiento

Como se comentó anteriormente, el sistema de atirantamiento utilizado es una combinación de los sistemas convencionales en arpa y abanico. El llamado sistema en semi-abanico, o también híbrido, combina las ventajas de estos dos esquemas para conseguir una rigidez a torsión mejorada en un puente con un sistema central de cables.

Para el prediseño de los tirantes, se ha llevado a cabo un análisis simplificado de la fuerza soportada por los mismos para diferentes configuraciones del sistema de atirantamiento (simple o doble plano de cables) y tableros (hormigón y acero). El resultado de este predimensionamiento se muestra en la figura 18.

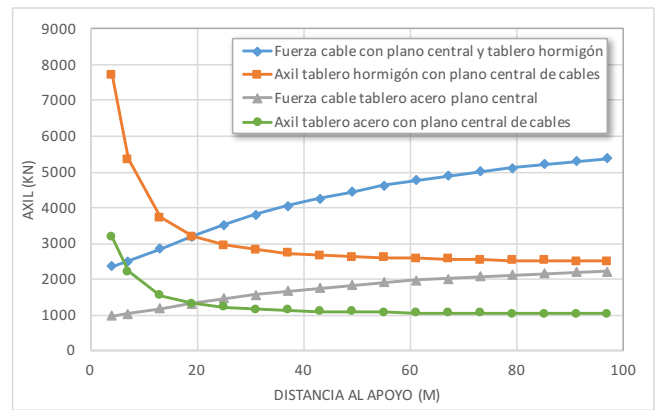


Fig. 18: Resultado del prediseño del sistema de atirantamiento.

Se puede observar como el axil en el tablero disminuye de manera cuasi exponencial para distancias al apoyo comprendidas entre 0 y 20 m. El número óptimo de cables, y la posición inicial de los anclajes en el tablero, se encontrará en la intersección entre la curva que representa la fuerza en los cables y el axil de compresión en el tablero. Por ello, se prescinde de los cables comprendidos en los 18 primeros metros medidos desde el centro de gravedad del pilono, consiguiendo así un esquema de fuerza equilibrado entre los cables y el tablero.

En la figura 19 se muestra el sistema de atirantamiento planteado. De cada pilono nacen 30 cables, los cuales se encuentran equiespaciados tanto en el mástil, con anclajes cada 2 m, como en el tablero, con anclajes cada 6 m. Los dos últimos cables del vano de retenida se disponen cada 3 m, consiguiéndose así un punto fijo en las pilas situada en los P.K. 0+238 y P.K. 0+613. La tipología de los tirantes es de cordones rectos paralelos tipo “New Parallel Stay Cables” (NPWS), en los que el haz de tendones está ligeramente torsionado en una larga capa para facilitar el enrollado y desenrollado de los mismos, y hacer que el filamento se autocompacte cuando se lo someta a tensión axial. Estos cables se caracterizan además por disponer de una capa de protección de polietileno extruida directamente sobre los tendones, con lo cual no existe hueco alguno entre estos y la funda plástica

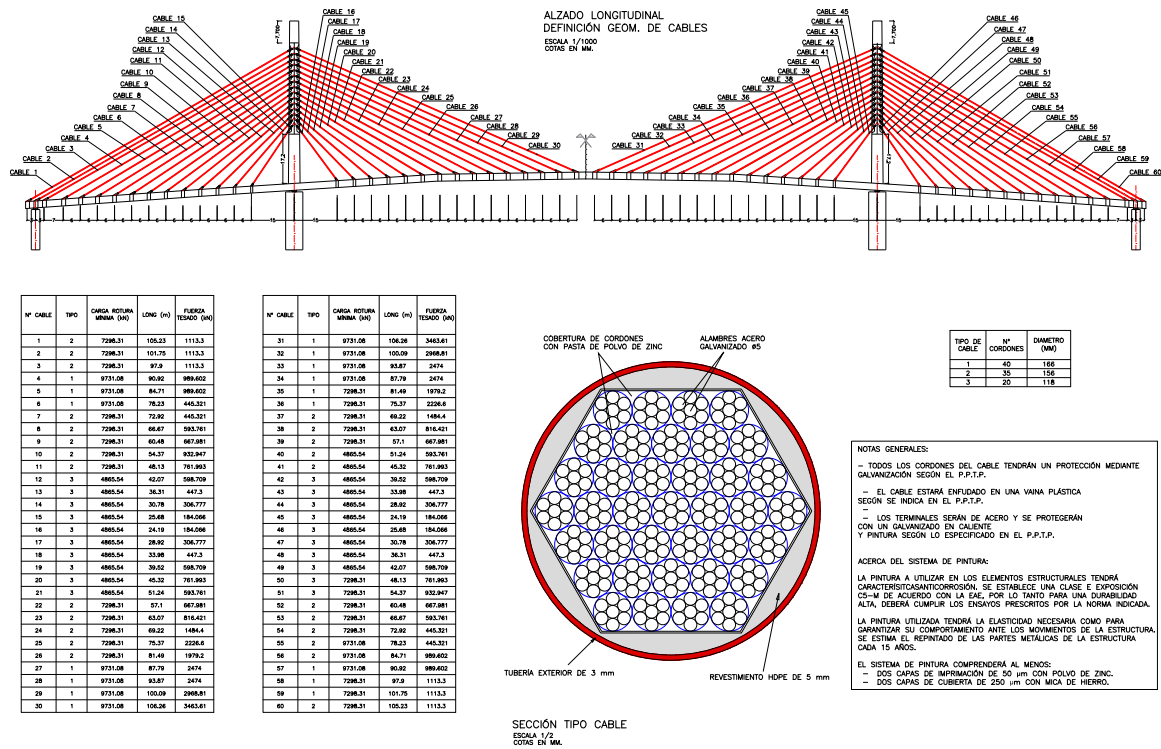


Fig. 19: Sistema de atirantamiento planteado.

exterior, asegurando la máxima protección para un ambiente marino como en el que se encuentra el puente. Los tirantes dispondrán de un dispositivo de triple protección frente a la radiación ultravioleta, corrosión y fatiga térmica, con la ventaja de reposición, modificación, retesado, etc.

En aras de optimizar la cantidad de acero de los cables, se utilizan tres tipos de tirantes con un número de cordones descendente a medida que nos acercamos al apoyo. Los cables tipo 1 estarán formados por 40 cordones, los tipo 2 por 35 y los tipo 3 por 20. Cada cordón está formado por 7 alambres de 5 mm de diámetro.

**Cimentaciones**

Las secciones de tomografía eléctrica recogidas en el Anejo de Geología y Geotecnia, muestran la existencia de un macizo rocoso de naturaleza calcárea completamente sano en función de los valores de resistividades obtenidos. La profundidad a la que se encuentra dicho sustrato es variable. En este sentido, el sustrato se levanta a una profundidad de unos 15 m en el extremo norte (paseo marítimo de Santoña), desciende unos 43 m en la zona de la ría, específicamente a 310 m del paseo marítimo y luego se levanta nuevamente en la zona del Puntal, alcanzando una profundidad de 18 m. Por encima de este sustrato se identifica el nivel de arenas.

La cimentación de puentes de gran vano exige la transmisión de grandes cargas concentradas, por lo que, en ocasiones, como la que nos ocupa, la cimentación directa a través de elementos superficiales no es conveniente. La presencia de espesores grandes de suelos blandos próximos a la superficie (unidad de arenas) es una de las razones principales para proyectar una cimentación profunda.

Los tipos de cimentación profunda que pueden resultar en un determinado proyecto son muy variados. Dentro de la cla-

sificación propuesta en la *Guía de Cimentaciones en obras de Carretera*, se elige adoptar una solución de grupos de pilotes, ya que es la solución más usual para puentes de medio y gran vano. Esta tipología permite una transmisión adecuada de la carga de la pila a los pilotes a través de un encepado relativamente rígido, el cual se encarga de enlazar las cabezas de estos.

En cuanto a la elección de su forma de trabajo, debido a la existencia de dos estratos claramente diferenciados, donde uno de ellos, la unidad de arenas, es un suelo granular relativamente suelto (N30=4-13) y que ofrece poco aumento de resistencia con el incremento de la profundidad, y otro significativamente más resistente, la unidad de calizas, con elevados valores de resistencia a compresión y resistencia al corte al tratarse de una macizo rocoso, se decide que las cargas del pilotaje se transmitan fundamentalmente por punta, como se muestra en la figura. No obstante, debido a que la unidad de calizas.

En la figura 21 se muestran los detalles constructivos de las cimentaciones del puente. Las cimentaciones de las pilas principales están compuestas por encepados de 19 x 19 x 4 m con nueve pilotes de 1.80 m de diámetro, los cuales son hincados en la matriz rocosa a profundidades comprendidas entre 26 y 33 m. Por otro lado, las cimentaciones de las pilas principales están compuestas por encepados de 15 x 10 x 2.5 m con seis pilotes de 1.50 m de diámetro, los cuales alcanzan profundidades comprendidas entre 22 y 32 m.

**PROCESO CONSTRUCTIVO**

La ejecución de la superestructura del puente se realiza mediante lanzamiento con atirantamiento frontal. Dada la complejidad que presenta una técnica constructiva como es el empuje o lanzamiento con atirantamiento frontal, resulta

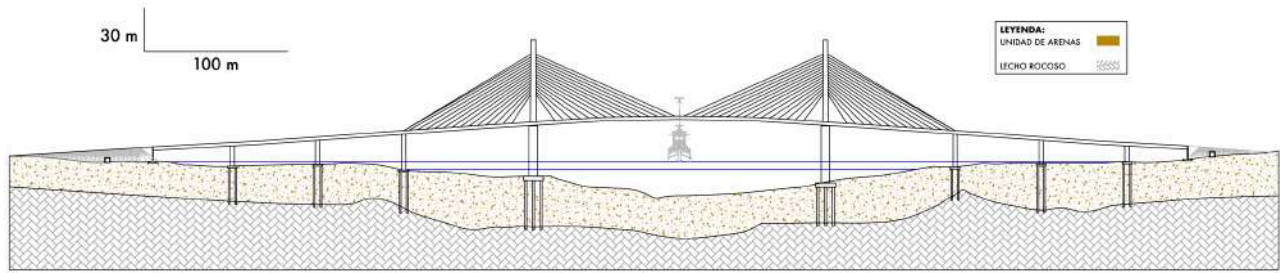


Fig. 20: Perfil geotécnico de la zona de estudio.

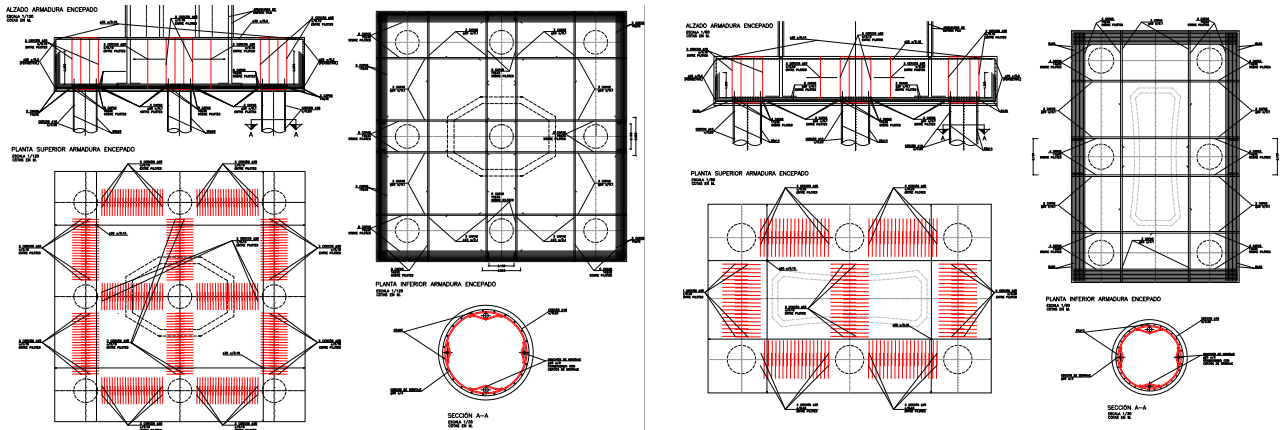


Fig. 21: Geometría y armado de las cimentaciones de las pilas principales (izda.) y de los vanos de aproximación (dcha.).

imprescindible modelar las diferentes fases del proceso constructivo, de manera que se conozcan los desplazamientos y esfuerzos máximos en las posiciones más desfavorables que adopta la superestructura. El proceso de empuje planteado en este proyecto no es el tradicional. El sistema de empuje habitual mediante atirantamiento frontal, consiste en una torre articulada al tablero y cables fijados a la cabeza de la torre y anclada al tablero en posiciones simétricas respecto a ella, de modo que se obtiene un sistema de pretensado externo con una elevada excentricidad. En los casos en los que los momentos flectores son muy elevados, se puede combinar un sistema de atirantamiento frontal con una nariz de lanzamiento, consiguiendo así un atirantamiento provisional de carga variable en la parte delantera del tablero para reducir las tensiones temporales existentes durante las configuraciones de voladizo. Esta técnica combinada ha sido utilizada en viaductos como el de Millau.

Tradicionalmente, un puente lanzado se empujaría o lanzaría a su posición con la plataforma del puente deslizándose sobre cojinetes o rodillos planos de baja fricción. Sin embargo, en este caso, debido a la longitud y el peso del puente, las condiciones climáticas y, sobre todo, la geometría curva del tablero, se utiliza un dispositivo mecánico llamado desplazador. A continuación, se explica detalladamente su funcionamiento, el cual está basado en los desplazadores diseñados conjuntamente por Maurer Söhne (Alemania) y Enerpac (España) para el lanzamiento del viaducto de Millau (ver figura 22).

1. Posición inicial: Cuando apenas existe separación entre el soporte de color naranja y el tablero, el peso del puente es soportado mediante unos gatos anclados a la pila.

El peso de la plataforma no está soportado por la placa de avance superior deslizante en esta etapa. El cilindro de avance está en la posición extendida y los cilindros de elevación están en la posición retraída. Cada cuña posee dos cilindros de avance y uno de elevación. Los cilindros de avance están adosados a los laterales de la cuña.

2. Elevación: el cilindro de elevación se extiende, haciendo que la cuña azul fuerce las dos placas adyacentes para separarlas. El resultado es que la placa de avance superior se levanta una pequeña distancia, lo que a su vez eleva la plataforma alejándola de la cuna naranja. Cada lado de la cuña posee un tratamiento de baja fricción de PTFE en una superficie y una hoja de acero inoxidable pulida en la otra. La capacidad de elevación de cada traductor es de 250 t. Las fuerzas de elevación se transfieren a la plataforma directamente a través de la banda vertical del núcleo de la caja central de la plataforma.
3. Avance: Mientras el cilindro de elevación aún está extendido, los cilindros de avance se retraen lentamente, avanzando la plataforma unos 600 mm. Los cilindros de avance tienen una capacidad de fuerza combinada de 120 t.
4. Descenso: los cilindros de avance permanecen completamente retraídos y el cilindro de levantamiento se retrae lentamente. Como la cuña azul se retrae, la placa de avance superior y la plataforma se bajan. Tan pronto como la plataforma descansa sobre la base naranja, se retira el peso de la placa de avance superior, ya que aho-



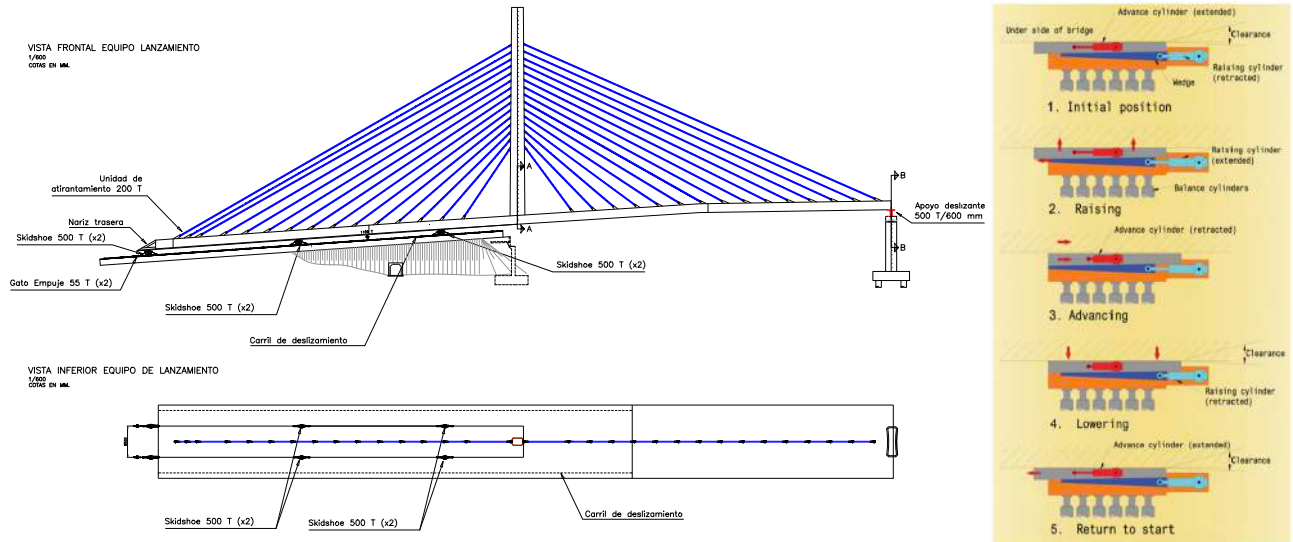


Fig. 22: Equipo de lanzamiento.

ra hay un pequeño espacio entre ella y la parte inferior de la plataforma.

5. Regreso al inicio: los cilindros de avance se extienden y la placa de avance superior descargada vuelve a la posición inicial. Los traductores de potencia hidráulica tienen una velocidad de lanzamiento general de 10 m/ho 16 ciclos por hora.

Durante el lanzamiento, las tomas de equilibrio de los dos desplazadores están conectadas hidráulicamente para garantizar que todas las tomas en ese lado de la plataforma mantengan la misma presión. De esta manera se permiten variaciones en la rotación longitudinal de la plataforma debido a la deflexión de la misma. Con ello se asegura que la carga de apoyo se distribuye uniformemente sobre cada par de desplazadores alineados longitudinalmente. Normalmente, los conectores del desplazador a ambos lados del eje longitudinal del tablero no están unidos hidráulicamente, ya que esto crearía una unión de pasador virtual y permitiría que la plataforma rodara sobre su eje longitudinal. Como medida de seguridad, los gatos de equilibrio deben poder bloquearse mecánicamente con una tuerca grande montada en el pistón de cada gato. Los cilindros de avance externos en cada desplazador, deben disponer de un transductor de posición que indica la cantidad de recorrido. Esto permite el control sincronizado de los desplazadores en todas las ubicaciones a través de un ordenador central.

Para el cálculo de las fuerzas de tesado en los cables durante cada una de las fases del proceso constructivo se utiliza el siguiente algoritmo:

$$\sum_{i=1}^n T_i \cdot w_j^i \cdot w_j^q = w_j; j = 1, \dots, n \quad (3)$$

donde  $T_i$  es la fuerza del cable  $i$ -ésima (se considera unitaria en el cálculo),  $w_j^i$  es la flecha en el cable  $j$ -ésimo debida a la fuerza unitaria de tesado en el cable  $i$ -ésimo,  $w_j^q$  es la flecha en el cable  $j$ -ésimo debido a las cargas exteriores actuantes y  $w_j$  es la flecha desada en el cable  $j$ -ésimo (imponemos que sea nula)

Particularizando para situación de carga considerada, en la que se tiene en cuenta además del peso propio una sobrecarga de construcción, tenemos que:

$$\sum_{i=1}^{30} T_i \cdot w_j^{PP+SCC} \cdot w_j^q = w_j; j = 1, \dots, 30 \quad (4)$$

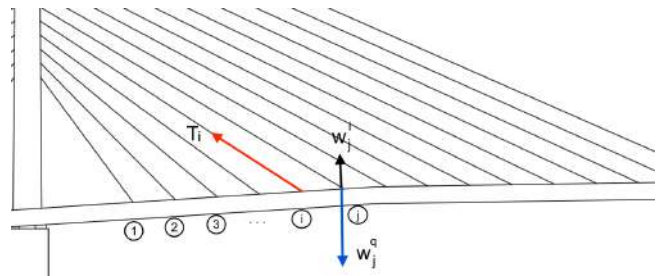


Fig. 23: Explicación del algoritmo de cálculo del tesado mediante ilustración gráfica. La numeración avanza de derecha a izquierda, empezado por el cable que se encuentra en el extremo del voladizo.

La expansión del algoritmo resulta en un sistema lineal de 30 ecuaciones con 30 incógnitas, del que se obtiene para cada fase las fuerzas de tesado necesarias en cada cable para obtener una flecha nula en el voladizo. Los desplazamientos obtenidos para cada fase se muestran en la figura 25 de manera gráfica, y en la figura 24 a través de las deformadas obtenidas del modelo de elementos finitos tipo barra para el puente completo.

Como se puede comprobar en los resultados anteriores, los desplazamientos del tablero durante las diferentes fases del proceso constructivo son aceptables excepto en la fase 9, en la que es necesaria la colocación de una pila de apoyo provisional en el centro del vano 4, ya que mediante el tesado de los cables no es posible disminuir la gran deformación que produce el peso del pilono. La principal ventaja del método constructivo utilizado reside en la propia tipología del puente, ya que se utilizan los mismos tirantes del puente para compensar los flectores producidos por el voladizo, y por lo tanto no son necesarios otros elementos de compensación como narices de lanzamiento. La segunda ventaja

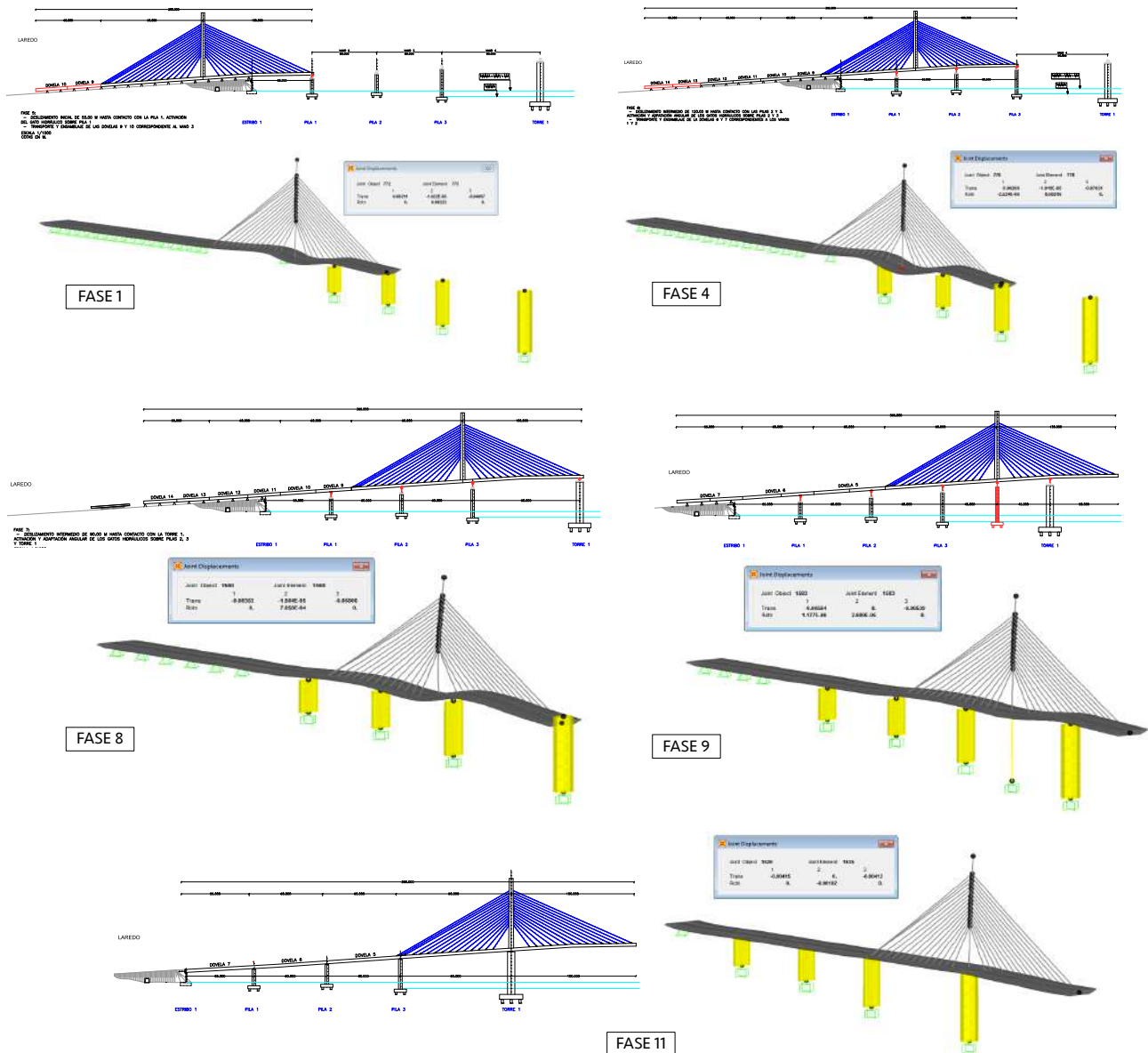


Fig. 24: Deformadas del tablero durante las distintas fases del lanzamiento (factor de escala de la deformada=10)

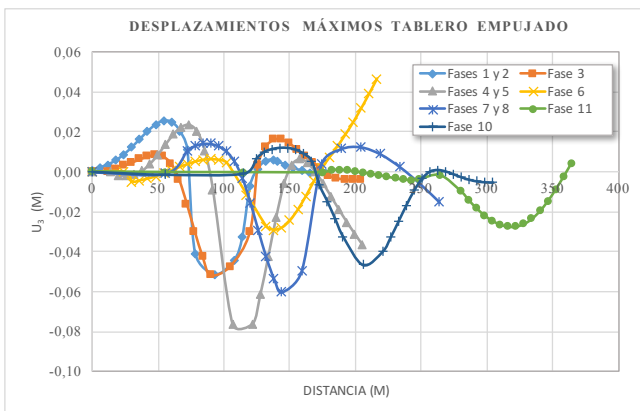


Fig. 25: Desplazamientos verticales del tablero en cada fase del proceso de lanzamiento.

el proceso constructivo. La principal desventaja de este método reside en su dificultad de ejecución y coste. El hecho de que el tablero tenga una importante curvatura en alzado, obliga a instalar gatos en los puntos de apoyo que se adapten a la geometría del mismo para evitar que choque con el resto de pilas. No obstante, este proceso es más respetuoso con el medio ambiente, ya que evita la circulación excesiva de barcazas y pontonas a través del estrecho, reduciendo significativamente la contaminación acústica y la producida por los combustibles.

### PRESUPUESTO Y FICHA TÉCNICA

En base a lo expuesto, el Presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de: NOVENTA Y SEIS MILLONES SEISCIENTOS OCHENTA Y UN MIL OCHOCIENTOS UN EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS (96,681,801.09 €). A continuación se muestra el resumen del presupuesto y la ficha técnica del puente.

es que tampoco son necesarias operaciones de retesado de los cables, ya que se han ajustado las fuerzas de tesado para que generen flechas y contraflechas aceptables durante todo

CAPITULO	IMPORTE (€)
<b>1 ACTUACIONES PREVIAS .</b>	<b>27.185,20</b>
<b>2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	
2.1 Excavaciones .	412.614,36
2.2 Terraplenes, rellenos y estabilización de suelos .	70.143,49
<b>Total 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS .....</b>	<b>482.757,85</b>
<b>3 ESTRUCTURA</b>	
3.1 Cimentaciones .	2.773.083,29
3.2 Estribos .	493.454,83
3.3 Pilas .	1.088.033,39
3.4 Tablero .	52.639.633,82
3.5 Sistema de atirantamiento .	3.880.717,17
3.6 Aparatos de apoyo .	151.389,49
3.7 Acabados .	714.128,59
3.8 Proceso constructivo .	2.445.728,49
3.9 Prueba de carga .	24.680,50
<b>Total 3 ESTRUCTURA .....</b>	<b>64.210.849,57</b>
<b>4 FIRMES Y PAVIMENTOS</b>	
4.1 Firmes de carretera .	328.156,56
4.2 Zonas peatonales .	41.872,80
<b>Total 4 FIRMES Y PAVIMENTOS .....</b>	<b>370.029,36</b>
<b>5 DRENAJE .</b>	<b>162.334,74</b>
<b>6 PROTECCIONES Y DEFENSAS .</b>	<b>740.790,06</b>
<b>7 ILUMINACIÓN .</b>	<b>32.040,14</b>
<b>8 INTEGRACIÓN AMBIENTAL Y TERMINACIÓN DE OBRAS .</b>	<b>128.565,37</b>
<b>9 GESTIÓN DE RESIDUOS .</b>	<b>281.615,14</b>
<b>10 SEGURIDAD Y SALUD .</b>	<b>708.635,05</b>
<b>Presupuesto de ejecución material</b>	<b>67.144.802,48</b>
13% de gastos generales	8.728.824,32
6% de beneficio industrial	4.028.688,15
<b>Presupuesto base de licitación</b>	<b>79.902.314,95</b>
21% IVA	16.779.486,14
<b>Presupuesto base de licitación con IVA</b>	<b>96.681.801,09</b>

Asciende el presupuesto base de licitación con IVA a la expresada cantidad de NOVENTA Y SEIS MILLONES SEISCIENTOS OCHENTA Y UN MIL OCHOCIENTOS UN EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS.

**FICHA TÉCNICA**

<b>Título del Proyecto:</b>	PUENTE DE CARRETERA SOBRE EL ESTRECHO DE SAN MARTÍN PARA LA UNIÓN DE LAS VILLAS DE LAREDO Y SANTOÑA (CANTABRIA)
<b>Localización:</b>	Bahía de Santoña (Cantabria)
<b>Longitud:</b>	890 m
<b>Presupuesto:</b>	96.681.801,09 euros
<b>Estructura:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 9 vanos de longitud: 55 + 60 + 60 + 90 + 200 + 90 + 60 + 60 + 42 metros.</li> <li>- Tablero de acero S355 J0 de sección cajón aerodinámica de 18 m de ancho y, canto constante de 2.4 m. Simplemente apoyado sobre las pilas.</li> <li>- Sistema de atirantamiento de tipología híbrida (semi-abanico) formado por un solo plano central de cables. Los anclajes del tablero se encuentran equiespaciados 6 m.</li> <li>- Pilonos de acero de 55 m de altura sobre la plataforma con sección octogonal variable. Anclajes en torres colocados cada 2 m.</li> <li>- Dos tipos de pilas:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>o Pilas principales: sobre ellas descansan los pilonos metálicos. Tienen una sección octogonal de 8,2 x 6 m. Alturas totales de 34 y 38 m.</li> <li>o Pilas de los vanos de aproximación: sección rectangular estilizada de 8,2 x 3 m. Alturas totales comprendidas entre 23 y 32 m.</li> </ul> </li> </ul>
<b>Sistema constructivo:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pilas ejecutadas por encofrado trepante.</li> <li>- Tablero ejecutado desde ambas orillas de manera simétrica mediante lanzamiento con atirantamiento frontal aprovechando el propio sistema de cables del puente.</li> <li>- Transporte del tablero dividido en dovelas de 20 m de longitud mediante 4x4 líneas de carretones autopropulsados tipo SPML o similar, y descenso sobre apoyos provisionales</li> </ul>

**MEDICIONES GENERALES:**

Volumen de desmonte	6,663 m <sup>3</sup>
Volumen de terraplén	2,495 m <sup>3</sup>
Acero B500 S en barras de losa superior de tablero	312,470 kg
Acero B500 S en barras de pilas	449,697 kg
Acero B500 S en barras de cimentaciones	965,800 kg
Acero B500 S en estribos	190,446 m <sup>3</sup>
Acero estructural S355 J0 en chapas de tablero	19,690,599 kg
Acero estructural S355 J0 en chapas de pilonos	588,012 kg
Hormigón armado en pilas HA-50	2,229 m <sup>3</sup>
Hormigón armado en losa superior de tablero HA-30	1,935 m <sup>3</sup>
Hormigón armado en cimentaciones	7,972 m <sup>3</sup>
Tirantes	3875 m

