Viaducto de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria

Escaleritas Viaduct in Las Palmas de Gran Canaria

Marcos Jesús Pantaleón Prieto
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Guillermo Ortega Carreras
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

José Manuel Martínez García
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

APIA XXI, S.A.

RESUMEN

El Viaducto de Escaleritas (Las Palmas de Gran Canaria) tiene una longitud total de 220 m, distribuida en 4 vanos de 100 m (vano atirantado), 42 m, 42 m, y 36 m. Esta estructura, eminentemente urbana, enlaza los barrios de Escaleritas y de La Feria, y dota de un gran sentido espacial una zona de la ciudad en constante crecimiento. La anchura del viaducto es de 21'50 m. El tablero es una sección cajón mixta acero - hormigón, que se sustenta en las pilas con un único apoyo, materializándose una luz de torsión de 220 m. El mástil, de 36'0 m de altura, es metálico, y conecta los 10 tirantes portantes que sustentan el tablero (en un único plano central) con las dos familias de tirantes traseros, ancladas a sendos macizos de retención.

Palabras clave: Atirantado, tablero mixto, mástil, tirantes, puente urbano.

1. INTRODUCCIÓN

Antes de pasar a detallar las características del Viaducto de Escaleritas queremos realizar algunas reflexiones acerca de un asunto bastante debatido en los últimos tiempos: el de los puentes urbanos.

En primer lugar, no nos pasa desapercibida la tendencia actual de desplazar la imagen del puente de los entornos urbanos, sustituida en la mayoría de los casos por túneles artificiales y soterramientos, y llevada al extremo en los no ya pocos ejemplos de demolición de puentes urbanos relativamente "jóvenes".

Adentrándonos en materia, podemos afirmar que uno de los primeros requisitos que ha de pedírsele a un puente (y cuánto más a un puente urbano) es el de la funcionalidad. Tal es así que este principio valió por sí sólo para sostener la mayoría de los proyectos de puentes urbanos hasta las tres cuartas partes del pasado siglo.

A partir de esos años se puso cada vez más el acento también en los aspectos que podríamos llamar formales, a través, por ejemplo, de la eliminación de paramentos completamente verticales y lisos en pilas y estribos (dotándolos de un mayor relieve), con la incorporación de criterios paisajísticos y ambientales, etc. (lo que no quiere decir, en modo alguno, que algunas de las realizaciones anteriores no explorasen ya estos caminos).

En cualquier caso, parece que ni siquiera la conjunción trabajada y lograda de funcionalidad y forma permite abrirse paso de manera firme en el campo

ABSTRACT

The Escaleritas viaduct (Las Palmas de Gran Canaria, Spain) has a length of 220m, divided in 4 spans of 100m (the cable-stayed span), 42m, 42m and 36m, respectively. This genuinely urban structure links the districts of Escaleritas and La Feria and provides this ever-growing area with a great spatial sense. The viaduct is 21.50m wide. The deck is a steel-concrete composite box section supported by the piers in a single bearing point, creating a torsion span of 220m. The 36.0m-high steel pylon connects the 10 front stays supporting the deck (along its longitudinal axis) with the two groups of retention stays, which are anchored to two retention blocks.

Keywords: *Cable-stayed, composite deck, pylon, stay cables, urban bridge.*

1. INTRODUCTION

Before analysing the main features of the Escaleritas viaduct, we would like to make some considerations regarding an issue which has been widely discussed in recent years –urban bridges.

First of all, we are very concerned about the current trend to oust the

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

bridge from urban areas and replace it with artificial tunnels and underground routes in most cases. This trend has gone as far as to demolish quite a few relatively "young" bridges in recent times.

To get down to the matter at hand, it can be stated that functionality is one of the main requirements for a bridge –and especially for an urban bridge. Indeed, this principle alone was the basis for the design of the majority of urban bridges up to the first three quarters of the last century.

From that point on, greater emphasis was given to the "formal" aspects: vertical, plain faces in piers and abutments were replaced by faces with grooves, displaying greater relief, landscape and environmental criteria were introduced, etc. (This does not mean in any way that certain previous designs had not attempted to introduce these aspects.)

In any case, even the successful integration of functionality and form seems to struggle to make its way within the field of urban bridge design. Indeed, Carlos Nárdiz talks about a "frightful engineering […] which is no longer sought after within the city". Furthermore, Javier Manterola states that "the urban bridge does not exist, it has been buried" (making the exception of bridges over rivers and those which are part of roundabouts) [1].

Therefore, we believe that the moment has come to take a step forward: to go from a functional and formal engineering (which is no longer enough by itself) to an engineering of the place, of the relationship – an engineering which creates a sculpture and a place and establishes relationships between the created object, the people and the rest of things.

Only then would the urban bridge be in a position to show its real vocation for permanence, since it would be fully integrated into the life of the city, with its dynamic and changing relationships. The urban bridge would create a new space and generate new perceptions going beyond the mere functionality or formal beauty (even if they are present on the bridge).

This idea of "place" seems to be more feasible, indeed, when the bridge really occupies a new space (e.g. crossing over a river or a stream bed that was disconnected before) than when it is only aimed at arranging a change, generally in road traffic.

In this latter case, it becomes even more necessary to make an effort to create a certain relationship, so as to avoid the bridge being seen as an outsider in the city. The bridge must be like any other street, or rather the best of the streets: for example, the bridge should not be noisier than the other streets (i.e. avoiding imperfections on the road surface or smoothing the expansion joint), the vehicle speed should be limited (i.e. avoiding excessively wide lanes or removing side shoulders) and the pavements should be wide enough to allow pedestrians to pass each other.

Fortunately, there are quite a few urban and peri-urban bridges in Spain which are examples of this "engineering of the place" and provide an added value to the city: the overhead roundabout in Zizur (a recent and extraordinary work), the flyover of Eduardo Dato street in Madrid, the Bach de la Roda bridge in Barcelona, the La Barqueta bridge in Seville, the La Alameda bridge in Valencia, the Euskalduna bridge in Bilbao, etc., and many others in other countries (such as the Le Corbusier bridge in Lille or the flyovers designed by Leonhardt in Düsseldorf and Hanover). All these examples encourage us to advocate for an increased recognition of the urban bridge, in complete harmony with the rest of the city.

The Escaleritas viaduct is an honest and enthusiastic approach to this idea, following the line of work developed by APIA XXI in previous projects for urban and peri-urban bridges (such as the La Barqueta bridge, the M-40 - N-1 junction, the Las Oblatas bridge or the structures for the Granada ring road, among others). However, we are aware that there is still a long road ahead.

2. GENERAL BACKGROUND OF THE DESIGN

The Escaleritas viaduct project arises from the need to solve a problem of communication between the districts of Escaleritas and La Feria del Atlántico. The Las Palmas de Gran Canaria City Council and the Gran Canaria Island

del diseño de los puentes urbanos. No en vano, Carlos Nárdiz habla de una "ingeniería temerosa… que está dejando de ser reclamada dentro de la ciudad", y Javier Manterola llega a afirmar que "El puente urbano no existe, simplemente, ha sido enterrado" (si bien sitúa como excepción los puentes situados sobre ríos y los que constituyen parte de glorietas circulares) [1].

Creemos que es el momento, por tanto, de dar un paso más: pasar de una ingeniería funcional y formal (que por sí solas ya no bastan) a una ingeniería del sitio, una ingeniería que crea una escultura y un lugar, y que establece relaciones entre el objeto creado, las personas y el resto de cosas.

Sólo así el puente urbano estará en condiciones de manifestar una auténtica vocación de permanencia, pues se incorporará de pleno a la vida de la ciudad y a sus relaciones dinámicas y cambiantes, como generador de un nuevo espacio y de unas nuevas percepciones que van más allá de la pura funcionalidad o de la belleza formal (aun conteniéndolas).

Efectivamente, parece más factible plasmar esta idea de sitio cuando realmente el puente ocupa un espacio nuevo (un paso sobre el río, o sobre una vaguada antes incomunicada) que cuando únicamente se busca articular, por ejemplo, un nuevo movimiento generalmente del tráfico rodado.

Es en este último caso cuando se demuestra aún más necesario realizar este esfuerzo de relación, para evitar que el puente sea percibido como un intruso en la ciudad. El puente debe mostrarse como una calle más, o como la mejor de las calles; así, por ejemplo, no debiera haber más ruido en el puente que en una calle (por lo que hay que suavizar las discontinuidades en la rodadura, cuidando la junta de calzada, entre otros factores), y debiera limitarse la velocidad de los vehículos (evitando carriles excesivamente anchos y eliminado arcenes) y proyectar aceras suficientemente amplias como para permitir el cruce de la gente.

Afortunadamente, en nuestra opinión, tenemos en España ejemplos suficientes de puentes urbanos y periurbanos que pertenecen a esta "ingeniería del sitio", y que dignifican y aportan un valor añadido a la ciudad (la glorieta de Zizur es un reciente y estupendo ejemplo, como también lo fueron el paso superior

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 1. Vista general del barranco de la ballena.
Figure 1. General view of the La Ballena gully.

de Eduardo Dato, Bach de la Roda, La Barqueta, el puente de La Alameda, el puente de Euskalduna, etc. y otros tantos fuera de España como el puente Le Corbusier – En Lille – ó los ya veteranos pasos elevados diseñados por Leonhardt en Dusseldorf y Hannover). Todos estos ejemplos nos animan a reivindicar la figura del puente urbano, en plena armonía con el resto de la ciudad.

El Viaducto de Escaleritas supone una honesta e ilusionante aproximación a esta concepción, que continúa explorando la misma línea de trabajo desarrollada por APIA XXI en anteriores proyectos de puentes urbanos y periurbanos (como La Barqueta, nudo de intersección M-40 – N-I, Puente de las Oblatas, estructuras de la Circunvalación de Granada, entre otros), aun sabiendo que es mucho el camino que queda por hacer.

2. CONCEPCIÓN GENERAL DEL DISEÑO

El proyecto del Viaducto de Escaleritas surge de la necesidad, planteada por el Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria y el Cabildo de Gran Canaria en concurso público, de resolver los problemas de comunicación existentes entre los barrios de Escaleritas y de La Feria del Atlántico, ante la falta de conexión transversal necesaria para salvar el Barranco de la Ballena, extenso surco que los separa y que hoy en día se está transformando en un parque urbano en continua expansión (Figura 1).

La zona de actuación presenta altas densidades de tráfico, debido a la utilización de dicho barranco como eje de penetración de la autovía de la Fase I de la Circunvalación de Las Palmas de Gran Canaria, que discurre en túnel artificial paralelo a la ladera oeste.

Así pues, se trataba de establecer una conexión viaria transversal al eje del barranco, dando continuidad a las calles Guillermo Santana Rivero y Sargento Provisional (dentro del barrio de La Feria) y a la calle Gustavo Navarro (dentro del barrio de Escaleritas).

Ya en fase de concurso, a la hora de identificar los principales condicionan-

Council invited tenders to provide the necessary connection to cross the La Ballena gully, a large depression separating both districts which is becoming an continuously-expanding urban park nowadays (Figure 1).

This area has a high traffic density, since the first stretch of the motorway bypassing Las Palmas de Gran Canaria runs parallel to the west hillside of the gully through a tunnel.

Therefore, the aim was to create a connection across the gully which would extend the streets of Guillermo Santana Rivero and Sargento Provisional (within the La Feria district) and Gustavo Navarro (in Escaleritas).

The main design constraints identified in the call for ideas stage were the morphology of the gully, the existing infrastructures, the area's urban development and the concept of pedestrian mobility.

The La Ballena gully is a south-north oriented valley that has been filled with

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

materials of very different nature over the years, reaching a thickness of up to 25m in the centre of the gully. Although the gully's original width was about 400m, successive landfill on the east hillside has finally left a width of 260m in the area chosen for the viaduct. Similarly, part of the gully's bottom was filled in 1998 during the construction of the artificial tunnel for the bypass motorway. Therefore, the gully's depth is nowadays between 14m and 16m. The west hillside keeps its natural soil, with an outcropping cemented conglomerate which belongs to Las Palmas's clastic formation.

Regarding the presence of other infrastructures, the main obstacle was obviously the artificial tunnel, which intersects the horizontal alignment of the new road in a 51-degree skew angle. For this reason, the larger span needed to be just at the start of the bridge. The position of the abutments was almost fixed, since the new road will be the continuation of the existing streets at both sides of the gully.

Besides, the urban planning has changed the La Ballena gully into a sports and recreation area, with new gardens on the hillsides and at the bottom which will turn it into a beautiful park. There are also several football grounds, and a new sports centre is planned to be built in the near future.

Considering all these factors, the concepts of diaphaneity and transparency became of paramount importance for the viaduct's design: the idea was to prevent the new structure from becoming a physical barrier for the north-south view of the future park.

Different alternatives were discussed in the study of alternative typologies, such as girder or slab types. However, the first span cross-section (which passes over the artificial tunnel) needed a depth of nearly 3.5m, which was unacceptable due to the minimum clearance required for the structure and the intended use of the park.

Therefore, the preferred solution focused on highlighting and differentiating the cable-stayed span from the rest of the viaduct. As a result, we started working on structural designs above ground level so as to achieve a reduced deck depth. Among these, arch-type solutions were rejected, since they were totally incompatible with the idea of avoiding placing an obstacle in the longitudinal view of the gully.

Consequently, the asymmetric cable-stayed solution for the main span began to take shape. The pylon would be on the west abutment, giving greater meaning to the roundabout for traffic distribution planned in this area (following the excellent examples of the bridge over the Lérez River [2] or the Generalidad Bridge over the Vinalopó River, among others). This solution allowed us to have a span distribution of 100.0m, 42.0m, 42.0m and 36.0m, optimizing the transverse permeability of the viaduct. Moreover, a single typology having a minimum uniform depth along the whole viaduct results in a better economic performance of the deck's crosssection (Figure 2).

The bridge has a constant slope of 1.5% in the vertical alignment, whereas the plan view shows that the main span lies inside a straight horizontal align-

tes del diseño, se prestó especial atención a la morfología del barranco, a la presencia de otras infraestructuras, al desarrollo urbanístico de la zona y al concepto de movilidad peatonal.

El Barranco de la Ballena es un valle con orientación general sur – norte que ha sido rellenado a lo largo del tiempo por materiales de muy diversa tipología y naturaleza, con un espesor de hasta 25 m en la zona central. La anchura original del barranco es de unos 400 m, si bien en la ladera este se han ido realizando sucesivos rellenos, lo que se traduce finalmente en una anchura de unos 260 m en la zona elegida para la estructura. Asimismo, en el año 1998, al construirse el túnel artificial de la Autovía de Circunvalación, se rellenó parte del fondo del barranco, de manera que actualmente su profundidad se sitúa entre 14 y 16 m. La ladera oeste mantiene el terreno natural, con afloración de un conglomerado cementado correspondiente a la formación detrítica de Las Palmas.

En cuanto a la presencia de otras infraestructuras, evidentemente la existencia del túnel artificial, que interseca de forma esviada la alineación en planta del nuevo vial (con un ángulo de 51º), se convierte en el principal obstáculo que hay que salvar, y es el que condiciona la luz mayor del puente justo en su arranque. Asimismo, la posición de los estribos del viaducto queda prácticamente fijada, puesto que se trata de dar continuidad a calles ya existentes tanto en una como en otra ladera.

Por otra parte, el planeamiento urbano ha configurado la zona del Barranco de la Ballena como una zona deportivo

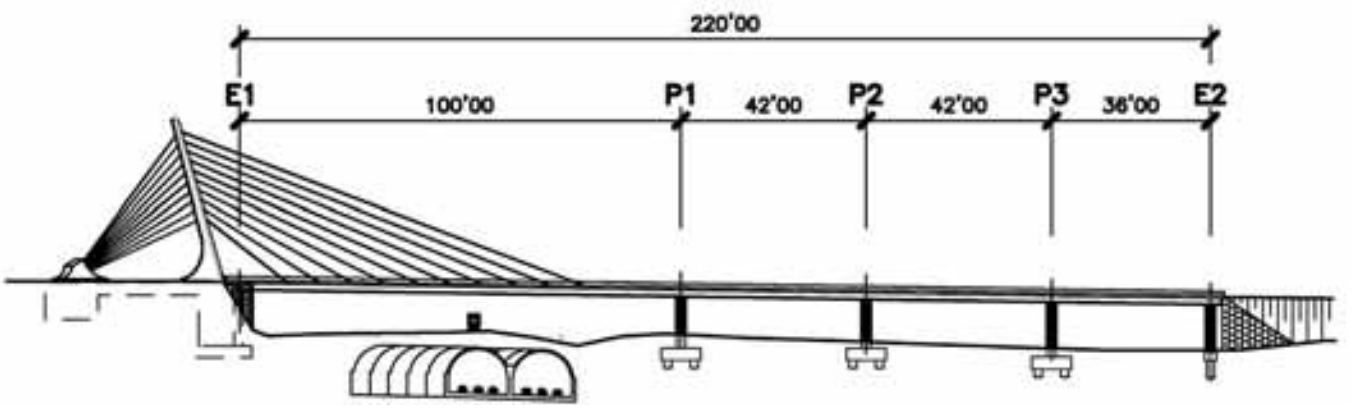


Figura 2. Alzado general.
Figure 2. General elevation view.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

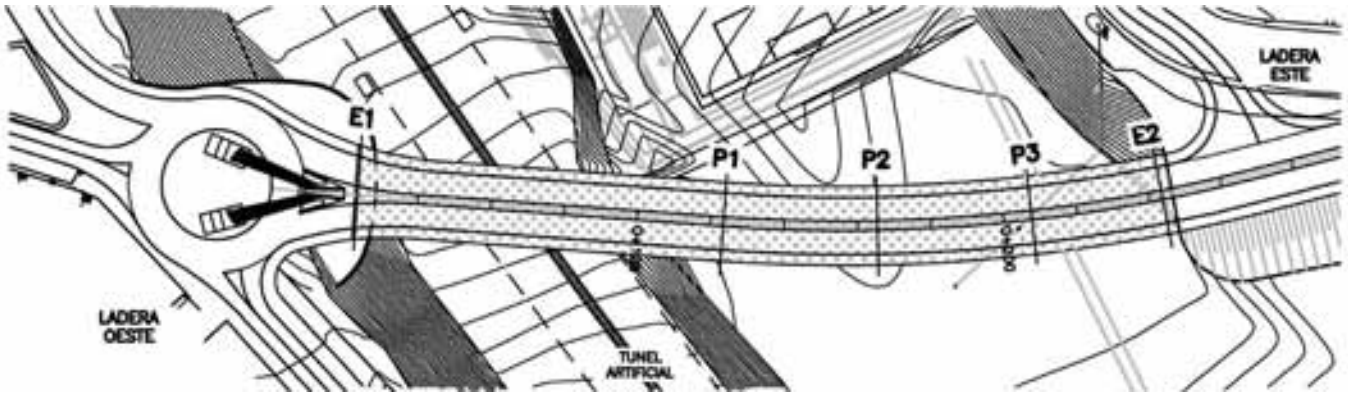


Figura 3. Planta general.
Figure 3. General plan view.

– recreativa, con un acondicionamiento ajardinado de las laderas y del fondo del barranco que lo convertirán en un magnífico parque. Igualmente, a la vez que ya hay presentes varios campos de fútbol, está prevista la próxima construcción en esa zona de un Palacio de los Deportes.

Con todo esto, empezaban a adquirir una importancia capital en el diseño del viaducto los conceptos de diafanidad y transparencia; esto es, conseguir que la nueva estructura no suponga una barrera física en la visión norte-sur del futuro parque.

En el estudio tipológico se plantearon en primer lugar soluciones tipo viga o losa, si bien la luz necesaria para el primer vano (el que salva el túnel artificial) obligaba a proyectar cantos cercanos a 3'5 m, excesivos teniendo en cuenta la poca altura de la estructura sobre el suelo y el propio uso del parque.

Así pues, nos inclinamos por diferenciar y destacar precisamente el vano de arranque del resto del viaducto, trabajando esquemas estructurales sobre rasante que permitieran cantos de tablero reducidos. De entre éstos, no nos convencieron las soluciones tipo arco, puesto que, precisamente, entraban en conflicto con la pretensión de no obstaculizar la visión del desarrollo longitudinal del barranco.

De esta forma, ganó cuerpo la figura del atirantamiento del vano principal, con configuración asimétrica, situando el mástil en el estribo oeste y dando más sentido aún a la glorieta de distribución de tráfico proyectada en esa zona (siguiendo los magníficos ejemplos del Puente sobre el Río Lérez [2] ó del Puente de la Generalidad sobre el Vinalopó, entre otros). Este atirantamiento del vano principal ha permitido acudir a una distribución de luces de 100'0, 42'0, 42'0 y 36'0 m, con lo que se consigue optimizar la permeabilidad transversal del viaducto. Además, de esta forma se consigue un mejor rendimiento económico de la sección transversal del tablero, con una única tipología de canto constante mínimo para todo el viaducto (Figura 2).

El puente se sitúa dentro de una pendiente constante del 1'5% en alzado, mientras que en planta se ha proyectado el vano principal en una alineación recta que entronca con una curva a izquierdas de radio constante 450 m (Figura 3).

En cuanto a la forma de tratar la movilidad de los peatones se planteó, en su momento, la disyuntiva entre canalizar

ment, followed by a 450m-radius leftward circular alignment (Figure 3).

As for pedestrian mobility, the option of keeping pedestrian flow away from traffic (by creating adjacent footbridges) was initially considered. However, it was finally decided to use the same deck for both.

The final design has been conceived in response to the different relationships that will be established in the area, considering different approaches:

– First of all, from a distant and global perspective, the slender steel pylon is the backbone of the structure, the starting point for the front and back (retention) stays (Figure 4). This gentle shape rises to 36.0m above the ground and constitutes a real milestone in the urban landscape, although its height



Figura 4. Vista del viaducto desde el inicio del barranco.
Figure 4. View of the viaduct from the beginning of the gully.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 5. Vista del mástil en la glorieta 1. Toma realizada con gran angular.
Figure 5. VView of the pylon at rondabout 1. Wide angle picture.

has been adapted to be in line with the adjacent buildings. As previously mentioned, the need to accommodate the retention stays gives full meaning to the roundabout that distributes the incoming and outgoing traffic from the bridge.

The pylon has been conceived as a straight, sober line with just enough inclination to keep a resting, tension-free position. The curved extension in the lower end provides a larger base for support and reduces the space between the pylon and the protective blocks for the back stays (Figure 5).

Similarly, the steel-concrete composite deck allows a non-aggressive staying system, along its the longitudinal axis, with 10 front stays and 20 retention stays; furthermore, it provides the opportunity to reduce the depth of the cross-section (1.80m in the central web and 1.30m in the side webs), which makes the structure lighter and more slender.

The ornamental lighting clearly draws the attention to the main elements of the structure (the lines of the stays and the pylon), but also highlights the bottom of the deck with different floodlights located on the piers, emphasizing the relationship between the structure and the park (Figure 6).

– Regarding the relationship between the new viaduct and the people taking a walk on the future park and the sports and recreation area which is being developed in La Ballena, the design of the cross-section was given a great deal of attention, since, being an urban bridge, it is going to be looked at "from below" on many occasions.

The cross-section consists of a 12.50m-wide metal box girder, with a curved bottom and inclined side webs. This curved shape creates a smooth outline and reduces the depth at both sides of the box girder (1.10m in the metal web).

este flujo de forma independiente al del tráfico rodado (por medio de pasarelas anexas), aunque finalmente nos decidimos por establecer una misma plataforma para ambas circulaciones.

En conjunto, el diseño finalmente planteado intenta dar respuesta a las múltiples relaciones que se establecerán con el entorno, desde varios puntos de vista:

– En primer lugar, y comenzando desde la visión más alejada y global, el eje vertebrador de la estructura lo constituye el esbelto mástil metálico del que parten los tirantes portantes y de retención (Figura 4). Este elemento, de formas suaves, se eleva hasta una altura de 36'0 m sobre el suelo y se erige en un auténtico hito visual de referencia, si bien su altura se ha acomodado a la de los edificios adyacentes. Como ya se ha dicho, las propias necesidades de espacio para alojar los tirantes de retención dan pleno sentido a la glorieta de entrada al puente, que distribuye los tráficos de entrada y salida.

El mástil se ha concebido como una única línea en alzado, sobria, sin quiebros, y con la inclinación suficiente para no abandonar una imagen de reposo, liberada de tensiones. El recrecido curvo en la parte inferior permite ofrecer una mayor base de apoyo, y ganar el espacio comprendido entre el mástil y los casetones de protección de los tirantes traseros (Figura 5).

Asimismo, la solución de tablero mixto acero-hormigón permite proyectar un atirantamiento poco agresivo, en un único plano central con 10 tirantes portantes y 20 de retención y, a su vez, materializar un canto bastante reducido en la sección transversal (de 1'80 m en el alma central y de 1'30 m en las almas



Figura 6. Vista del viaducto iluminado desde el parque
Figure 6. View of the illuminated viaduct from the park.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 7. Vista del viaducto desde el parque.
Figure 7. View of the viaduct from the park.

laterales), lo que configura una unidad espacial bastante esbelta y aligerada.

La iluminación ornamental resalta los elementos principales evidentes del viaducto (líneas de los tirantes y mástil), pero también se encarga de dar relieve al fondo del tablero con proyectores situados en las pilas, potenciando así la relación de la estructura con el parque (Figura 6).

– Atendiendo a la relación entre el nuevo viaducto y los usuarios que pasen en por el futuro parque y lugar de esparcimiento y deporte que se está creando en la zona de la Ballena, se ha pretendido cuidar el diseño de la sección transversal, puesto que, como puente urbano, va a ser contemplado en muchas ocasiones "desde abajo".

A este respecto, la sección transversal está formada por un cajón metálico de 12'50 m de anchura, con fondo curvo y almas laterales inclinadas. La forma curva de la sección permite suavizar los contornos, estilizando, a su vez, el canto en el extremo del cajón, que alcanza un valor de 1'10 m en el alma metálica.

Para completar la anchura total de la sección (21'50 m), se extiende la losa de hormigón del tablero en voladizos de 4'50 m de longitud a cada lado del cajón central, soportados por costillas metálicas doble T, con canto variable, que representan una continuidad formal y estructural de la célula curva principal del cajón metálico. Estos nervios metálicos, espaciados cada 4'0 m, aproximadamente, consiguen aportar suficiente ritmo y dinamismo a la planta espejo del puente, rompiendo toda sensación de desplome o planeidad. La imposta metálica, semicircular, acoge el arranque de los nervios y elimina aristas agresivas en el contorno del tablero (Figura 7).

Evidentemente, en la relación del viaducto con el parque cumplen un papel fundamental las pilas, que refieren la estructura al fondo del barranco, y que se muestran como antítesis de los tirantes y del mástil, elementos estos que tienden a elevar el foco de atención a un plano superior. Se ha elegido una tipología austera en las pilas, materializando un monofuste de sección circular constante, quebrado por rehundidos que aportan un mayor relieve. Aquí se ha ponderado, sobre todo, la permeabilidad transversal de la estructura y, puesto que la altura de la rasante sobre el terreno no es más de 12 – 14 m, se han evitado todo tipo de cabezales o recrecidos en la parte superior de las pilas, suministrando estas un único punto de apoyo a la sección transversal del puente. De esta forma, el necesario empotramiento a torsión del tablero se lleva a cabo únicamente en los estribos, alcanzándose una luz total de torsión de 220'0 m. Este hecho, junto con el atirantamiento en un único plano centrado en el eje del tablero, justifica el diseño en cajón cerrado de la sección transversal del tablero.

The total width of the cross-section (21.50m) is completed by the concrete slab of the deck with 4.50m-long cantilevers at both sides of the central box girder, supported by double-T metal ribs with variable depth. These ribs provide a formal and structural continuity to the main curved cell of the metal box girder. The metal ribs, spaced longitudinally at approximately 4.0m intervals, provide enough rhythm and dynamism to the inferior view of the deck and avoid any perception of fall or flatness. The ribs terminate in a steel, semicircular cross-section impost (inferior part of the parapet) that avoids the perception of sharp edges in the deck (Figure 7).

Obviously, the piers also play an essential role in the relationship between the viaduct and the park, since they refer the structure to the bottom of the gully, acting as the antithesis of the stays and the pylon –these elements tend to shift the focus to an upper level. The chosen pier type is a sober single shaft of constant circular cross-section, with several grooves to create a perception greater relief. The main issue considered here was the transverse permeability of the structure. Since the structure's ground level does not rise more than 12m-14m above the gully's bottom, any kind of caps or extensions were avoided at the top of the piers. For this reason, the piers provide single-point supports to the bridge cross-section. Consequently, the deck is only fixed against torsion at the abutments, reaching a total torsion span of 220.0m. This, together with the fact that the stays are arranged along the longitudinal axis of the deck in one single line, this leaded to the closed box design of the deck's crosssection.

– Taking a closer view at the bridge, we can see that the structure design is totally open to pedestrians. As previously mentioned, the viaduct's total width is 21.50m, which allows for two carriageways with two lanes of 3.25m each, with no side shoulders. Apart from that, the bridge includes two 3.00m-wide pavements, one at each side, as well as a 0.50m-wide central median (slightly over the road surface). These pedestrian spaces are intended to balance the traffic distribution in the bridge, encouraging the use of the new structure as an effective connection between the districts of Escaleritas and Feria del Atlántico (Figure 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Similarly, the side railings have been conceived as diaphanous elements, with sober, curved posts continuing the rhythm of the metal ribs.

All in all, the Escaleritas viaduct really becomes a new street of the city, inviting to take a pleasant walk to contemplate the park and enjoy the extraordinary view which stretches to the Confital bay (Figures 9 and 10).

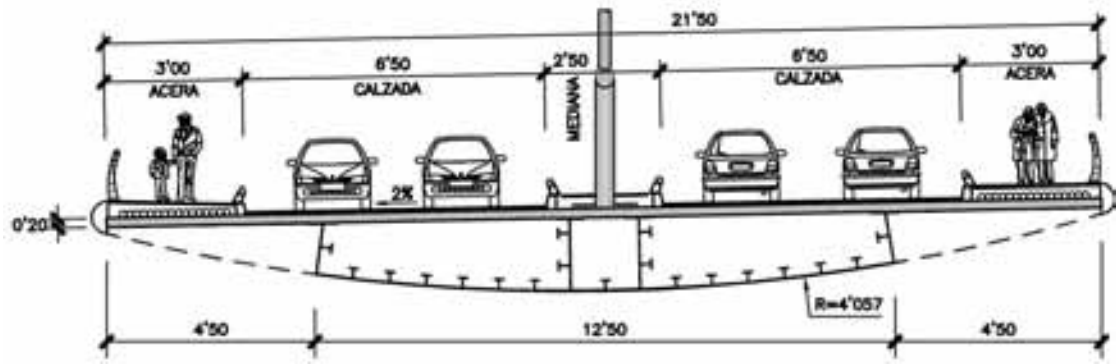


Figura 8. Sección tipo
Figure 8. Typical crosssection.

– Last, but not least, the viaduct is intended to serve not only as a connection between two districts overlooking the



Figura 9. Vista del viaducto desde una de las aceras.
Figure 9. View of the viaduct from one of the pavements.



Figura 10. Vista general del viaducto insertado dentro del viario de la ciudad
Figure 10. General view of the viaduct integrated into the road network of the city.

– En lo que respecta a la percepción más cercana del puente, se ha proyectado una estructura totalmente abierta a los peatones. Como ya se ha expuesto, el viaducto tiene una anchura total de 21'50 m, lo que permite alojar dos calzadas con dos carriles de 3'25 m cada una, sin arcenes. En cualquier caso, se han dispuesto aceras laterales de 3'00 m de anchura y una mediana central de 2'50 m, ligeramente elevadas sobre la cota de pavimento. Estos espacios peatonales equilibran la distribución de tráficos en el puente, invitando a hacer uso de la estructura como elemento real de conexión entre los barrios de Escaleritas y Feria del Atlántico (Figura 8).

Igualmente, la barandilla lateral, con postes curvos y sobrios que conservan el ritmo de las costillas metálicas, se ha concebido como un elemento transparente y diáfano.

De esta forma, el Viaducto de Escaleritas se configura como una auténtica nueva calle de la ciudad que invita al paseo tranquilo, desde la que se domina todo el parque y que abre el campo de visión extendiéndolo hasta la bahía capitalina del Confital (Figuras 9 y 10).

– Por último, pero no menos importante, se ha pretendido que el viaducto no sólo suponga una conexión entre barrios sobre el futuro parque, sino que represente también un camino de acceso al propio parque. De esta forma, el mástil y el estribo 1 se han envuelto en un sistema de rampas, escaleras y miradores que abrirán, en su momento, una nueva puerta a la comunicación entre el viaducto y la ciudad (Figura 11).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

3.1. Tablero

La elección de la tipología mixta para el tablero presenta ciertas ventajas desde la perspectiva de un menor peso por metro lineal frente a la solución equivalente en hormigón, lo que permite establecer cierto ahorro en las necesidades de atirantamiento.

Como ya se ha comentado, por evidentes necesidades de rigidez y resistencia a torsión se ha dispuesto una sección cajón, bicelular en los vanos no atirantados y tricelular en el vano principal atirantado.

El cajón metálico, con acero de calidad S355 J2G3, tiene una anchura de 12'50 m, con fondo curvo de radio 405'74 m, y canto máximo de 1'60 m en el eje y mínimo de 1'116 m en las almas laterales. Estas almas son perpendiculares a la directriz que define la chapa de fondo, por lo que presentan una inclinación de 7'57º con respecto a la vertical. La losa superior de hormigón tiene un espesor de 0'20 m, con lo que el canto total en el eje es de 1'80 m y en las almas laterales es de 1'32 m.

Así pues, la esbeltez máxima del tablero oscila entre L/23 y L/32 en los vanos no atirantados y alcanza el valor de L/56 a L/76 en el vano principal. Como puede comprobarse la esbeltez del vano atirantado está en el rango bajo dentro de las habituales en puentes atirantados, condicionada por la necesidad de canto impuesta por los vanos no atirantados y buscando una óptima respuesta en torsión (donde la esbeltez se sitúa entre L/122 y L/167).

La sección tipo en el vano atirantado es tricelular, con 2 almas centrales separadas 1'500 m, entre las que se disponen los anclajes de los tirantes. Sobre cada alma se disponen platabandas metálicas de 0'600 m de anchura. La chapa de fondo está dividida en tres paneles, con un tramo central de 4'000 m de anchura que, generalmente, tiene mayor espesor. Esta tramificación de la chapa de fondo se acomoda también a las necesidades del proceso constructivo ya que el cajón metálico se transporta a la obra en esas tres partes, que posteriormente son soldadas in situ. Tanto las almas como la chapa de fondo están rigidizadas longitudinalmente con perfiles 1/2 IPE 450 ó 1/2 IPE 500 (Figura 12).

En los vanos no atirantados el cajón se convierte en bicelular, manteniendo el resto de características comunes a las de la sección por el vano atirantado.



Figura 11. Acceso al parque por la zona del estribo 1.
Figure 11. Entranceto the park in the area of abutment 1.

park, but also as an entrance to the park. For this reason, a system of ramps, stairs and balconies has been arranged around the pylon and abutment 1 so as to open a new gateway between the viaduct and the city in the near future (Figure 11).

3. DESCRIPTION OF THE VIADUCT

3.1. Deck

The choice of a composite deck type presents several advantages over the concrete deck solution. Especially, it

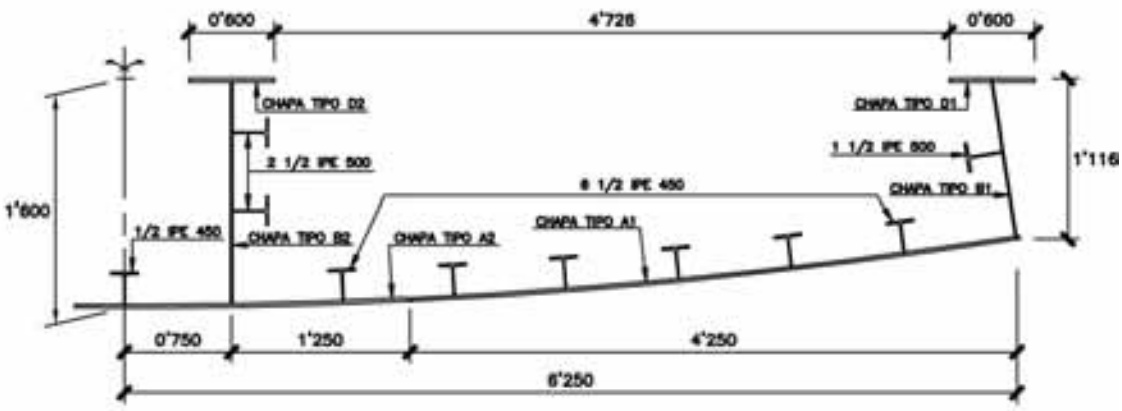


Figura 12. Sección tipo: zona atirantada.
Figure 12. Typical crosssection of cablestayed area.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 13. Marco transversal.
Figure 13. Transverse frame.

has less weight per linear metre, which reduces the staying needs.

As previously mentioned, the evident stiffness and torsion resistance requirements justify the choice of a box section, which is tricellular in the main cable-stayed span and bicellular in the noncable-stayed regular spans.

The 12.50m-wide metal box girder is made of S355 J2G3-grade steel with a curved bottom of a 405.74m radius, a maximum depth of 1.60m in the axis and a minimum depth of 1.116m in the side webs. Since these webs are perpendicular to the bottom plate, the side webs have a 7.57-degree inclination relative to the vertical. The concrete slab's thickness is 0.20m, which means a total depth of 1.80m in the axis and 1.32m in the side webs.

Accordingly, the maximum slenderness of the deck varies between L/23 and L/32 in the non-cable-stayed spans and reaches L/56 to L/76 in the main span. As we can see, the slenderness ratios of the cable-stayed span is in the lower range of typical slenderness in cable-stayed bridges. This slenderness ratio was determined using the depth of the non-cable-stayed spans, and was chosen to be in the range of optimal torsional response (where slenderness is between L/122 and L/167).

The typical cross-section in the cable-stayed span has three cells, with two central webs separated by 1.500m and the anchorages for the stays placed between them. Every web is topped with a 0.600m-wide metal flange plate. The bottom plate is made up of three panels, with a 4.000m-wide central section generally thicker than the others. This division also suits the requirements of the construction process, since the three sections were shipped separately and welded on site. The webs and the bottom plate are longitudinally stiffened with 1/2 IPE 450 or 1/2 IPE 500 profiles (Figure 12).

The box girder becomes bicellular in the non-cable-stayed spans, but the rest of features remain as in the cable-stayed span's section.

The steel section is closed at the top in the sections near the piers with a top plate that extends the flange plates. Moreover, the section's behaviour is completely reversed, since the bottom plate is reinforced with a 0.350m-deep HA-45-quality concrete slab, creating the double composite action which is now commonly used in many decks of this type [3] [4]. As a result, the maximum thickness needed for the plates was 35mm.

The design includes full-section transverse stiffeners distributed at 4.000m intervals. These frames serve three different purposes: the transverse stiffening (of the panels) of the webs and

En las secciones próximas a las pilas la sección metálica se cierra también en la parte superior, disponiendo una chapa de techo en prolongación de las platabandas. Además, se invierte por completo el comportamiento de la sección, puesto que se refuerza la chapa de fondo con una losa de hormigón de 0'350 m de espesor y calidad HA-45, materializando la doble acción mixta ya comúnmente utilizada en numerosos tableros de esta tipología [3] [4]. De esta forma, no ha sido necesario emplear espesores mayores de 35 mm en el despiece de chapa tipo.

Se han proyectado marcos transversales de sección llena, rigidizada, con una separación aproximada de 4'000 m. Estos elementos cumplen una triple misión: la propia de rigidización transversal de los paneles de almas y alas, controlar la distorsión del cajón incorporando las cargas excéntricas e introducir las cargas transmitidas por la losa de hormigón, que se apoya en ellos. Cada una de las células de la sección metálica dispone de un paso de hombre, para poder realizar las inspecciones interiores necesarias (Figura 13).

También en las secciones de marco transversal se disponen las costillas metálicas que soportan los voladizos de la losa de hormigón. Estos elementos están constituidos por una viga en doble T con canto y anchura de alas variable. El canto en el extremo de la sección es de 0'150 m y su variación se acomoda a la directriz circular que define la chapa de fondo, en consonancia con la ley de flectores en las costillas (Figura 14).

En las secciones tipo abiertas, y para controlar la distorsión de la sección durante las fases de hormigonado, se ha dispuesto una triangulación superior formada por 2 UPN 160.

La introducción de la carga de los tirantes en el tablero se realiza a través de las almas centrales del cajón, mediante un sistema de placas de reparto soldadas finalmente a penetración completa a dichas almas en longitud mínima de 1'000 m. En las zonas de anclaje se incorporan nuevos rigidizadores transversales a las almas centrales (1/2 IPE 500)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 14. Costillas metálicas
Figure 14. Metal ribs.

flanges; control of the distortion of the box girder by absorbing the eccentric loads; and carrying the loads transmitted by the concrete slab, which is resting on them. Every cell in the metal box girder has a manhole for the necessary internal inspections (Figure 13).

The metal ribs supporting the concrete slab's cantilevers are continuation of the transverse frame stiffeners. The ribs are made up of a double-T beam with variable depth and flange width. The end of the section is 0.150m deep and its variation is consistent with the circular directrix of the bottom plate, according to the bending moment diagram in the ribs (Figure 14).

In the typical open sections, an upper triangulation with two UPN 160 profiles has been arranged to control distortion in the section during the concrete pouring operation.

The stays load is carried into the deck through the central webs of the box girder, using a system of distributing plates which are welded with full penetration to the webs with a minimum length of 1.000m. Further transverse stiffeners have been added to the central webs (1/2 IPE 500) in the anchorage areas in order to control the local buckling in the area of load application (Figure 15).

para controlar la abolladura localizada en la zona de introducción de la carga (Figura 15).

La separación entre tirantes en el tablero es de 7'55 m, con el primer tirante a 10'00 m del estribo 1 y el tirante 10 a 20'00 m de la pila 1. La razón de no haber proyectado un tirante nº 11 cercano a pila 1, como se esperaría, está en la casi nula eficacia que tendría, debido al mayor ángulo de inclinación (por debajo de 20º) y al hecho de que la elevada rigidez relativa del tablero anula el efecto del tirante en las secciones próximas a la pila.

Los diafragmas de pila, concebidos como vigas doble T en sentido transversal, sufren las consecuencias de la disposición en apoyo único, pues tienen que incorporar hasta el eje central la carga de las almas laterales. Ha sido necesario disponer chapas de 80 mm en las alas y



Figura 15. Módulo central del tablero por zona de anclajes de tirantes.
Figure 15. Central unit of the deck in the stays anchorage area.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 16. Diafragma de estribo 1.
Figure 16. Diaphragm of abutment 1.

The stays are arranged at 7.55m intervals on the deck, with the first stay being 10.00m away from abutment 1 and the tenth stay 20.00m away from pier 1. The decision against an eleventh stay near pier 1, as could have been expected, was taken due to two reasons: (a) it would be virtually inefficient due to the greater inclination angle (less than 20 degrees); and (b) the high relative stiffness of the deck would neutralize the effect of the stay in the sections close to the pier.

The single bearing arrangement affects mainly the pier diaphragms, conceived as transverse double-T beams, since they need to transmit the load of the side webs to the support, located in the central axis. In order to ensure the correct transmission of forces and to increase transverse stiffness, it was necessary to



Figura 17. Prelosas en el tablero.
Figure 17. Stay-in-place concrete panels on the deck.

almas de 70 mm para asegurar una correcta transmisión de los esfuerzos y, asimismo, elevar su rigidez transversal.

En los diafragmas de estribo ha sido necesario disponer una separación entre apoyos de 15'00 m (superior a la anchura del fondo del cajón) para asegurar una componente vertical de compresión en la hipótesis pésima de máximo torsor con mínima carga vertical concomitante. Aún así, en ambos estribos ha sido necesario hormigonar parcialmente la sección hasta 8 m a cada lado del estribo, a modo de lastre. En el caso del estribo 1 se ha dispuesto, adicionalmente, un pretensado vertical sobre los apoyos.

El estribo 1 se convierte en el punto fijo del tablero y el lugar en el que se equilibran las componentes horizontales del tiro de los tirantes delanteros y traseros. Así pues, es necesario establecer el mecanismo de transmisión del axil del tablero al estribo. Para ello se han colocado 4 aparatos de apoyo de neopreno confinado con una capacidad total de 68.000 kN, situados entre las almas del cajón metálico y el muro frontal del estribo. Como es lógico se ha proyectado una potente rigidización horizontal de las almas en la zona próxima al estribo 1 que permite canalizar el axil del tablero hacia los aparatos de apoyo. Asimismo, y antes de realizar el primer tesado de los tirantes, se realizó un pretensado horizontal con barras, para ajustar la posición del tablero al estribo (Figura 16).

La losa superior de hormigón se ha proyectado con un espesor de 0'200 m, buscando minimizar el conjunto del peso propio del tablero. La calidad del hormigón ha sido HA-40. Se ha optado por realizar el hormigonado de la losa sobre prelosas colaborantes de 0'070 m de espesor, con lo que se evita la necesidad de cimbras o carros de encofrado. Estas prelosas se han construido en módulos de 1'000 m, 4'424 m, 4'826 m y 5'576 m de anchura, trabajando en dirección longitudinal apoyadas en los marcos transversales y en las costillas metálicas de los voladizos (Figura 17).

Se ha prestado especial atención al tratamiento anticorrosivo del acero del tablero, dadas las características de cercanía al mar y de abrasión. En este sentido, se ha establecido un sistema protector exterior de 4 capas (imprimación, sellado, intermedia y acabado) con un espesor total de 315 μm. Interiormente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

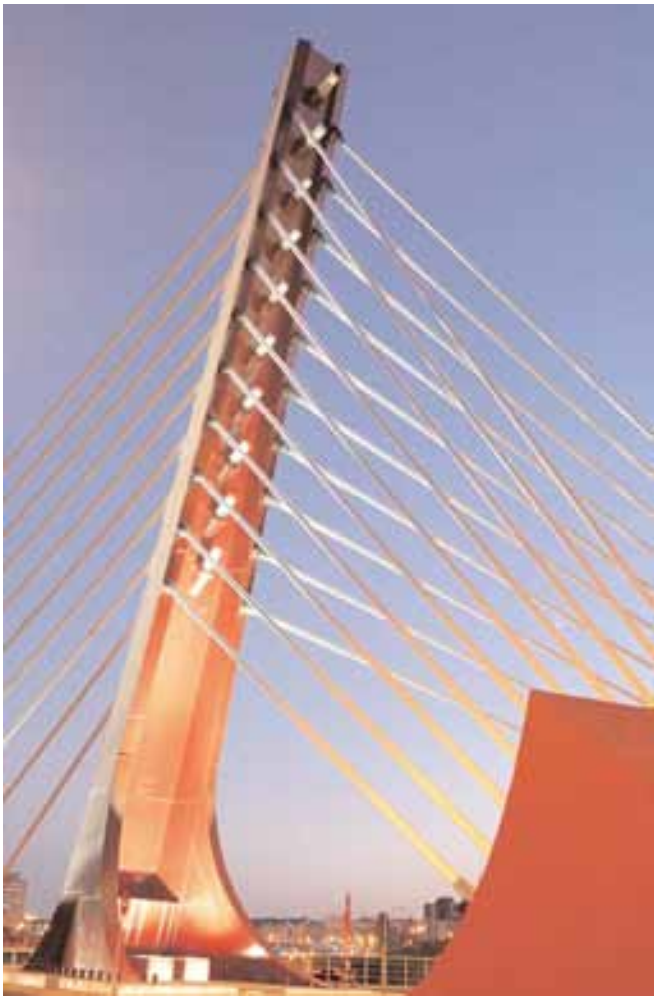


Figura 18. Vista del mástil iluminado desde la ladera oeste.
Figure 18. View of the illuminated pylon from the west hillside.

se ha establecido una doble capa de epoxi poliamida con aluminio laminar con un espesor total de 160 µm. Igualmente, todas las zonas críticas desde el punto de vista anticorrosivo se han revestido con una capa extra, a franjas, de pintura intermedia.

3.2. Mástil

El mástil tiene como misión fundamental conectar los tirantes portantes, que atirantan el tablero, con los de retención, que afianzan la reacción contra el terreno, resultando un elemento esencialmente comprimido.

La decisión de hacer el mástil metálico se tomó por coherencia formal con la utilización del acero en la sección del tablero, considerando, a su vez, que el ahorro económico que suponía realizar el mástil en hormigón tenía una baja repercusión en el total de la obra. Asimismo, en la línea de otros mástiles metálicos de viaductos atirantados diseñados en APIA XXI (La Arena [5], Paterna, Potosí, etc.) entendemos que la tipología metálica permite resolver de forma limpia la transmisión de esfuerzos desde los anclajes al propio mástil, y la prefabricación en taller especializado de los elementos metálicos permite un mayor control y replanteo de los anclajes y dichos elementos de transmisión.

El mástil se empotra en el cuerpo del estribo 1 a una distancia de 4'0 m del eje del tablero. Presenta una inclinación de 75º en el plano vertical, hacia el lado de los tirantes de retención, y una altura total de 35'63 m (Figura 18).

La sección transversal está formada por tres cuerpos. El central está constituido por un segmento de circunferencia, de cuerda variable con la altura (entre 2'278 y 0'975 m) y una chapa recta trasera también variable (entre 2'821 y 1'517 m). Ambos elementos mantienen una separación constante de 1'200 m y constituyen el elemento resistente fundamental. A este cuerpo se añaden sendos brazos sensiblemente paralelos a los tirantes de retención. La longitud de los brazos es también variable con la altura (desde 2'676 hasta 1'250 m). Así pues, tanto en el alzado frontal como en el lateral se aprecia una variación lineal en las dimensiones de la sección. Como ya se explicó anteriormente, en la parte inferior del mástil se ha proyectado un faldón como extensión de los brazos laterales, de contorno curvo (Figura 19).

El espesor de las chapas utilizadas en el mástil varía entre 20 y 60 mm, y la soldadura entre los distintos elementos de la sección tipo se ha realizado a tope con penetración parcial.

sary to place 80mm plates in the flanges and several 70mm webs.

In the abutment's diaphragms, a 15.00m separation between supports (wider than the bottom of the box girder) was needed to guarantee that no tensile forces are developed at the bearings in the hypothesis of maximum torsion with minimum concomitant vertical load. Even so, a partial pouring of the section slab was needed in both abutments (up to 8m on both sides of the abutment), to act as ballast. Additionally, a vertical prestressing has been arranged for the supports in abutment 1.

The horizontal components of the forces carried by the front and back stays are in equilibrium at abutment 1, which becomes the fixed point of the deck. Consequently, we had to define the transmission mechanism of the deck's axial force to the abutment. To achieve this, 4 neoprene pot bearings with a total capacity of 68,000kN were located between the metal girder's webs and the front wall of the abutment. The webs near abutment 1 have a strong horizontal stiffening so as to direct the deck's axial force to the bearings. Furthermore, we carried out a horizontal prestressing with bars before the first tensioning of the stays in order to adjust the deck's position to the abutment (Figure 16).

The HA-40 concrete slab was designed with a 0.200m depth so as to minimize the self-weight of the deck. The slab was poured over collaborative precast stay-in-place (SIP) concrete panels with a thickness of 0.070m, in order to avoid the need for falsework. These SIP panels were built as 1.000m, 4.424m, 4.826m and 5.576m-wide pieces, and rest on the transverse frames and the metal ribs of the cantilevers, bending in the longitudinal direction of the deck (Figure 17).

Due to the proximity to the sea and the abrasion risk, special emphasis has been given to the anticorrosive treatment. For this reason, a 4-layer external protection system has been designed (priming, sealing, intermediate and finishing), with a total thickness of 315µm. The internal side has a double layer of polyamide epoxy with laminated aluminium, with a total thickness of

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

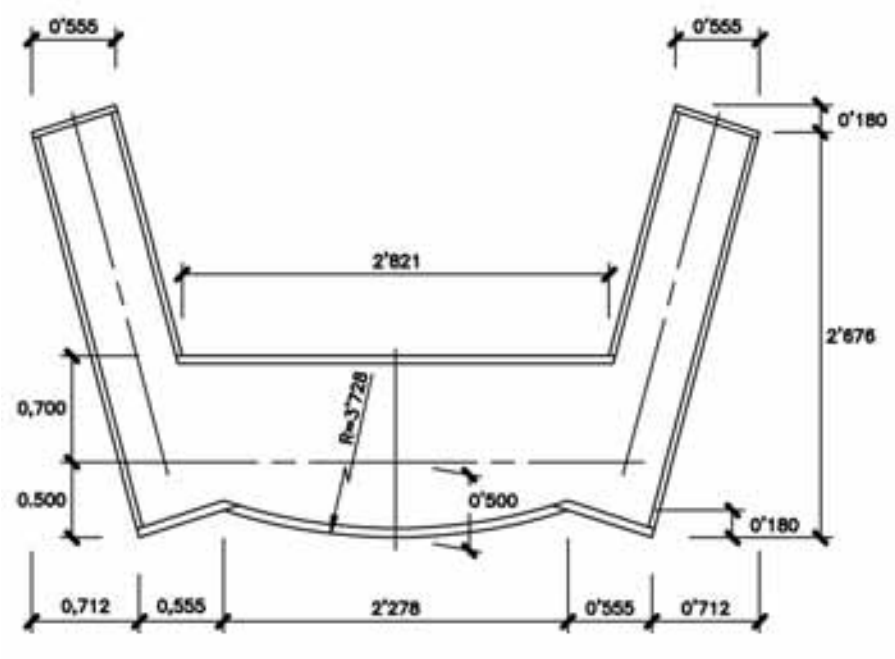


Figura 19. Sección transversal del mástil.
Figure 19. Crosssection of the pylon.

160μm. Moreover, all the critical areas in terms of abrasion have been covered with an additional strip layer of intermediate painting.

3.2. Pylon

The pylon's main mission is to connect the front stays with the retention stays, thus becoming an essentially compressed element.

The choice of a steel pylon was aimed at keeping a formal consistency with the use of steel in the deck's section. Besides, the cost reduction of a concrete pylon would have had little impact on the total cost of the structure. In line with other steel pylons in cable-stayed viaducts designed by APIA XXI (La



Figura 20. Premontaje del mástil en el taller metálico. Diagramas horizontales.
Figure 20. Preassembly of the pylon in the metal workshop. Horizontal diaphragms.

La estabilidad lateral del mástil está garantizada gracias a la disposición espacial de los tirantes de retención, que confieren un gran arriostramiento transversal.

La disposición de los tirantes en el mástil es en semiarpa. El primer tirante está situado a 15'00 m de distancia de la base (medidos sobre la directriz inclinada), de forma que se conserva gálibo vertical suficiente en la glorieta. La distancia entre tirantes en el mástil es de 2'25 m.

La relación entre la altura del mástil y el vano principal está por debajo de los valores frecuentes para un funcionamiento óptimo del sistema de atirantamiento, lo que hace que los tirantes finales delanteros pierdan parte de su eficacia, como se verá más adelante. Sin embargo, se prefirió mantener una altura de mástil en proporción a la de los edificios adyacentes, y no mayor.

Dadas las reducidas dimensiones de la sección transversal del mástil se ha optado por realizar el anclaje de los tirantes por fuera de la propia sección. Gracias a la disposición espacial de los tres conjuntos de tirantes, no hay ningún problema de intersección de unos con otros dentro del mástil, puesto que los anclajes de una misma pareja de tirantes delanteros y traseros se realizan a distinto nivel, por la diferente inclinación que mantienen. De esta forma, los tirantes traseros se anclan en la parte delantera de los brazos, y los tirantes delanteros se anclan en la parte trasera del cuerpo central. Esta disposición facilita, igualmente, las labores de inspección y eventual sustitución de un tirante.

La transmisión de fuerzas entre los tirantes y el mástil se encomienda a dos diafragmas horizontales y a otros dos dispuestos según la inclinación del tirante, formados por chapas de entre 25 y 50 mm y situados por encima y por debajo del plano de anclaje de cada tirante (Figura 20).

Los tirantes traseros se anclan en el mástil según una directriz recta, sensiblemente vertical, y en los macizos de retención según otra directriz recta, en este caso sensiblemente horizontal; por lo tanto se inscriben dentro de un paraboloide hiperbólico que dota de gran sentido espacial las vistas frontales del viaducto (Figuras 21 y 22).

El empotramiento del mástil en el estribo se realiza a través de una potente placa de apoyo de 80 mm de espesor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 21. Vista trasera del mástil.
Figure 21. Rear view of the pylon.

La necesidad de transmitir a la sección de hormigón del estribo el flector no compensado del mástil obliga a proyectar un chapón de apoyo de mayores dimensiones en planta que la sección del mástil, por lo que ha sido necesario rigidizarlo considerablemente. Por último, el chapón se cose al cuerpo del estribo mediante barras roscadas de 40 mm de diámetro.



Figura 22. Vista trasera del mástil.
Figure 22. Rear view of the pylon.

3.3. Sistema de atirantamiento

Los tirantes del Viaducto de Escaleritas son del tipo usual de cordones individuales. Se han empleado cordones de calidad Y1860 – 15'7 mm (área de 150 mm^2).

En la Tabla 1 se resumen las características principales de cada uno de los tirantes delanteros y traseros.

Tanto para los tirantes traseros como para los delanteros el anclaje regulable está situado en el mástil. De esta forma se centraliza desde ahí todo el proceso de tesado. Por tanto, en los macizos de retención y en el tablero se disponen los anclajes fijos. El tesado de los tirantes se ha realizado mediante gato unifilar.

Arena [5], Paterna, Potosí, etc.), we believe that this pylon type provides a simple solution for the transmission of stresses from the anchorages to the pylon. Moreover, pre-manufacturing the metal elements in a specialised workshop allows an increased control and gives the opportunity to redesign the anchorages and the transmission elements.

The 35'63m-high pylon is embedded into the body of abutment 1, 4.0m away from the deck's axis and leaning backwards (away from the deck) with a 75degree inclination angle (Figure 18).

The cross-section is divided into three components: the central unit consists of a circular segment with the chord varying with height (between 2.278m and 0.975m) and a straight plate at the back which is also variable (between 2.821m and 1.517m). These two parts, together with a constant separation of 1.200m, are the main element of resistance. This unit is continued by two arms perceptibly parallel to the retention stays. The length of the arms also varies with height (from 2.676m to 1.250m). Consequently, a linear variation is observed both in the front and in the side elevation views. As previously mentioned, both arms have a curved extension at the lower end (Figure 19).

The thickness of the plates used in the pylon varies from 20mm and 60mm and the different elements of the typical cross-section have been welded with full-strength partial penetration (Figure 20).

The arrangement of the retention stays ensures the lateral stability of the pylon, as it provides an important transverse bracing.

The stays are arranged in the pylon following a semi-harp pattern, with the first cable located 15.00m away from the base (measured from the inclined axis), which allows enough vertical clearance in the roundabout. The stays intersect the pylon at 2.25m intervals.

The ratio between the pylon's height and the main span is below the common levels for an ideal performance of the staying system. For this reason, the final front stays are less efficient, as we shall see later. Nevertheless, we decided to keep the pylon's height in line with the adjacent buildings.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1. Características de los tirantes delanteros y traseros
Table 1. Front and back stays specifications

TIRANTES DELANTEROS										
	TD1	**TD2**	**TD3**	**TD4**	**TD5**	**TD6**	**TD7**	**TD8**	**TD9**	**TD10**
Nº cordones	42	52	61	53	45	54	43	36	75	68
Anclaje	55	55	61	55	55	55	55	37	75	75
Longitud (m)	24.367	32.224	40.325	48.535	56.831	65.154	73.537	81.936	90.354	98.776
Ángulo cuerda (º)	40.1	33.8	30.0	27.5	25.8	24.5	23.5	22.7	22.1	21.5
TIRANTES TRASEROS										
	TT1	**TT2**	**TT3**	**TT4**	**TT5**	**TT6**	**TT7**	**TT8**	**TT9**	**TT10**
Nº cordones	12	18	24	23	19	23	19	16	37	37
Anclaje	19	19	27	27	19	27	19	19	37	37
Longitud (m)	41.723	41.854	42.124	42.533	43.072	43.735	44.517	45.412	46.412	47.509
Ángulo cuerda (º)	24.6	27.9	31.2	34.4	37.5	40.5	43.5	46.3	48.9	51.5

Given the reduced size of the pylon's cross-section, the anchorage of the stays was designed to be outside the section. The specific arrangement of the three groups of stays avoids any problem of intersection within the pylon, since the anchorages for a given pair of stays are at a different level, due to their different inclination. The back stays are anchored at the front side of the arms, whereas the front stays are anchored at the back side of the central unit. This arrangement also allows easier inspection and facilitates the substitution of a stay if necessary.

The transmission of forces between the stays and the pylon is carried out by two horizontal diaphragms, together with two others arranged according to the stay's inclination. These diaphragms are composed of 25mm-50mm plates located on and beneath the anchorage plane.

The back stays are anchored to the pylon and retention blocks following straight lines, clearly vertical in the former case, and horizontal in the latter. As a result, the back stays form a hyperbolic paraboloid which confers a great spatial sense to the front views of the viaduct (Figures 21 and 22).

The pylon is fixed to the abutment by means of a strong 80mm-thick support plate. Since the non-compensated bending moment needs to be transmitted to the abutment's concrete section, a large support plate had to be designed. This plate had to be considerably stiffened, since its size in the plan view was bigger than the pylon's section. This support plate is attached to the abutment through several 40mm-diameter threaded bars.

3.3. Staying sytem

The stays used in the Escaleritas viaduct are the common strand type, standard Y1860 - 15.7mm (area of 150mm^2).

The main features of each of the front and back stays are shown in Table 1.

Los anclajes utilizados son los HDE (ajustable) (Figura 23) y HD (fijo) (Figura 24) de Freyssinet, con el corrector de desviador ya incorporado. Estos anclajes permiten una desviación angular total del 2'5%, si bien se limita la variación por efecto de la sobrecarga de uso al 1'0%. A la salida del anclaje se mantiene el neopreno amortiguador de vibraciones. Se ha exigido una resistencia a la fatiga de 200 MPa para una carga oscilante de $2 \cdot 10^6$ ciclos.

El sistema de protección anticorrosión de los tirantes consta de la clásica triple barrera:



Figura 23. Anclaje regulable en el mástil.
Figure 23. Adjustable anchorage at the pylon.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 24. Anclajes fijos en macizo de retención y en tablero.
Figure 24. Fixed anchorages at the retention block and at the deck.

– galvanizado antes del último trefilado de los siete alambres que componen el cordón.

– superficie del cordón recubierta por una película de cera y encapsulada dentro de una vaina individual de PAD.

– vaina global de PAD que aloja en su interior el conjunto de cordones de un tirante, sin inyectar.

En las vainas exteriores se ha incorporado una corruga exterior, a fin de evitar fenómenos de vibraciones indeseadas en situaciones de viento y lluvia.

A la salida de los tirantes en el tablero se ha dispuesto un tubo de acero inoxidable antivandálico, con una altura de 2'0 m (Figura 25).

3.4. Pilas y estribos

3.4.1. Cimentaciones

Como ya se ha indicado el Viaducto de Escaleritas salva el Barranco de la Ballena. Dicho barranco tiene un sustrato rocoso formado por conglomerados arenosos cementados, presentes en la zona central y hacia la ladera oriental, y por conglomerados limoso-arenosos en



Figura 25. Tirantes con tubo antivandálico.
Figure 25. Stays with antivandalism pipe

Both the front and back stays have their adjustable anchorage at the pylon, in order to centralize the whole tensioning process. Accordingly, the fixed anchorages are at the retention blocks and at the deck. The tensioning operation of the cables was carried out with a singlecable jack.

The anchorages are Freyssinet's HDE (adjustable) (Figure 23) and HD (fixed) (Figure 24), with built-in deviation corrector. These anchorages allow a total angular deviation of 2.5%, although the live load reduces the variation to 1.0%. The neoprene vibration damper is continued along the stay in the section close to the anchorage. The required fatigue strength is 200MPa for an oscillating load of 2 x 10^6 cycles.

The anticorrosive treatment for the stays is the classic threebarrier system:

– *the 7 wires composing the strand are galvanized before the last wiredrawing;*

– *he strand surface is covered by a wax film and then encapsulated in an individual HDPE sheath; and*

– *an external HDPE sheath houses each of the stays set of strands, without grouting.*

The external sheaths are covered by a corrugation in order to avoid unwanted vibrations under wind and rain conditions.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

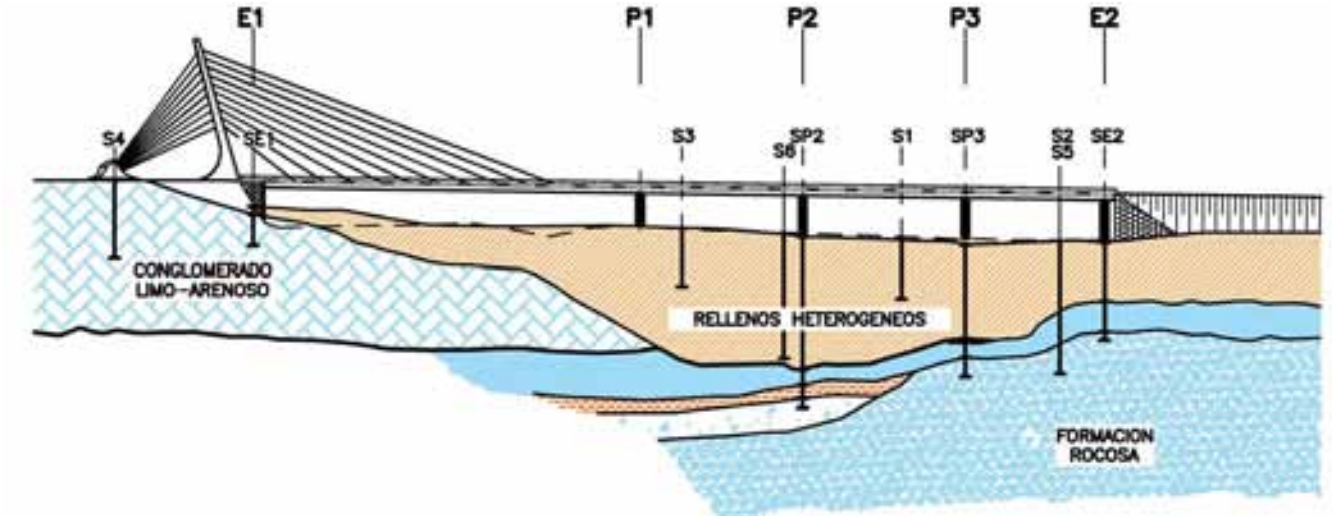


Figura 26. Perfil geológico del Barranco de la Ballena.
Figure 26. Geological profile of the La Ballena gully.

A 2.0m-high anti-vandalism stainless steel pipe has been added to the stays in the section close to the deck (Figure 25).

3.4. Piers and abutments

3.4.1. Foundations

*The La Ballena gully has a rock substrate made up of cemented sand conglomerates in the central area and up to the east hillside, and sand-silt conglomerates in the west hillside. The top of the rock substrate is between 25m and 40m deep in the central and eastern area, surfacing in the much-*steeper *west hillside. On top of this layer there are landfill materials of a very different nature, mainly human-related (Figure 26).*

As a consequence, direct foundations are only possible for abutment 1 (over the cemented conglomerate), and deep foundations are necessary for the rest of supports.

3.4.2. Piers

All the 3 piers of the Escaleritas viaduct are located on human-related heterogeneous landfill, as previously mentioned. For this reason, the foundation had to be carried out with piles. These piles need to go through the whole landfill layer down to the rocky clastic formation at the bottom of the gully. Since these are end-bearing piles, the penetration depth into the rock must reach a length of at least 3 diameters.

The piles are likely to be affected by negative friction as the upper landfill layer is not very compact. This means that the piles will be subjected to strong additional loads transmitted by the fill, apart from those already applied by the structure. The negative friction has been evaluated using the Brinch-Hansen's formula.

Considering the presence of negative friction and the significant loads transmitted to the foundations by the piers, a 1.800m diameter was chosen for the piles (instead of the more common 1.500m diameter). The foundation of piers 1 and 2 is formed by six ø1.800m piles, whereas only four ø1.800m piles are needed for pier 3. The total length of the piles reaches almost 40m for piers 1 and 2, since these piers are located in the central part of the gully, where the weight of the upper landfill material is higher. Near the east hillside (pier 3), where the top of the rock substrate is closer to the surface, the piles' length is reduced to 30m.

A rotation system was used to go through the landfill material, with a drilling helix protected by a temporary metal casing. Once the rock layer was reached, the drilling method changed to a rotary percussion system with a Widia crown. The use of a rotary bit was occasionally needed for very hard boulders.

The pile caps of piers 1 and 2 are identical, with a rectangular shape measuring 11.0m (in transverse direction) x

la ladera occidental. La profundidad media del techo del sustrato rocoso central y oriental es de entre 25 y 40 m, mientras que en la ladera oeste, mucho más escarpada, llega a ser aflorante. Sobre estos materiales nos encontramos con material de relleno, de naturaleza bastante heterogénea y, en gran parte, de origen antrópico (Figura 26).

De esta forma, salvo en el estribo 1, donde es posible una cimentación directa sobre el conglomerado cementado, en el resto de apoyos es necesario acudir a una cimentación de tipo profundo.

3.4.2. Pilas

El Viaducto de Escaleritas tiene 3 pilas. Como ya se ha comentado, todas ellas se asientan sobre los rellenos heterogéneos de origen antrópico, por lo que su cimentación se realiza mediante pilotes. Estos pilotes deben atravesar todo el relleno hasta empotrarse en la formación detrítica rocosa del fondo del barranco. De esta forma, los pilotes trabajan exclusivamente por punta, siendo necesario penetrar en la roca al menos 3 diámetros.

Dada la escasa compacidad de los rellenos superiores es de esperar que se produzcan fenómenos de rozamiento negativo, que introducen elevadas cargas adicionales a los pilotes, aparte de las ya transmitidas por la estructura. La magnitud de este fenómeno se evaluó mediante la conocida formulación de Brinch – Hansen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Teniendo en cuenta las importantes cargas que transmiten las pilas a su cimentación y la presencia del fenómeno del rozamiento negativo se ha elegido un diámetro ϕ1'800 m para los pilotes (frente al que puede considerarse como más usual de ϕ1'500 m). De este modo, se tiene que la cimentación de las pilas 1 y 2 está compuesta por 6 pilotes ϕ1'800 m, mientras que para la pila 3 únicamente son necesarios 4 pilotes, igualmente ϕ1'800 m. En las pilas 1 y 2, ubicadas en la parte central del barranco, donde la potencia del material de relleno superior es mayor, la longitud total de los pilotes alcanza casi los 40 m. En el caso de la pila 3, más cercana a la ladera oriental, el techo del sustrato rocoso está más próximo a la superficie, por lo que la longitud final de los pilotes fue de 30 m.

Para atravesar el material de relleno, los pilotes se perforaron por rotación, mediante hélice, al abrigo de entubación metálica recuperable. Lógicamente, cuando se llegó al empotramiento en el terreno rocoso se procedió a perforar a rotopercusión empleando corona de widia. Ocasionalmente, ante la presencia de bolos de gran dureza, fue necesario el empleo de trépano.

Los encepados de las pilas 1 y 2 son idénticos, de forma rectangular y con dimensiones de 11'0 m (según la dirección transversal) x 9'0 m (según la dirección longitudinal). El canto del encepado es constante de 2'75 m. Se disponen dos filas de 3 pilotes alineados transversalmente, separados 4'0 m entre ejes. La separación longitudinal entre las dos filas de pilotes es de 6'0 m (medidos igualmente entre ejes). El vuelo del encepado es de 1'5 m, a partir del eje del pilote, tanto transversal como longitudinalmente.

El encepado de la pila 3 es cuadrangular de 9'0 m x 9'0 m. El canto también es constante de 2'75 m. Lógicamente, los pilotes se disponen según las esquinas del encepado, siendo la separación, tanto en dirección transversal como longitudinal, de 6'0 m, entre ejes. Los vuelos del encepado son, de nuevo, de 1'5 m.

En la idea, ya comentada, de conseguir la mayor permeabilidad transversal posible y un espacio suficientemente diáfano bajo el tablero, el apoyo del tablero sobre las pilas es único. De esta forma las tres pilas presentan monofustes cilíndricos de hormigón armado HA-30 de diámetro ϕ2'0 m, constante a lo largo de toda su altura. La altura de estos fustes no es muy elevada, siendo alrededor de 12 m en las pilas 1 y 3 y de algo menos de 11 m en la pila 2 (Figura 27).

Los fustes presentan, equidistantes a lo largo de su perímetro, 6 perfiles metáli-

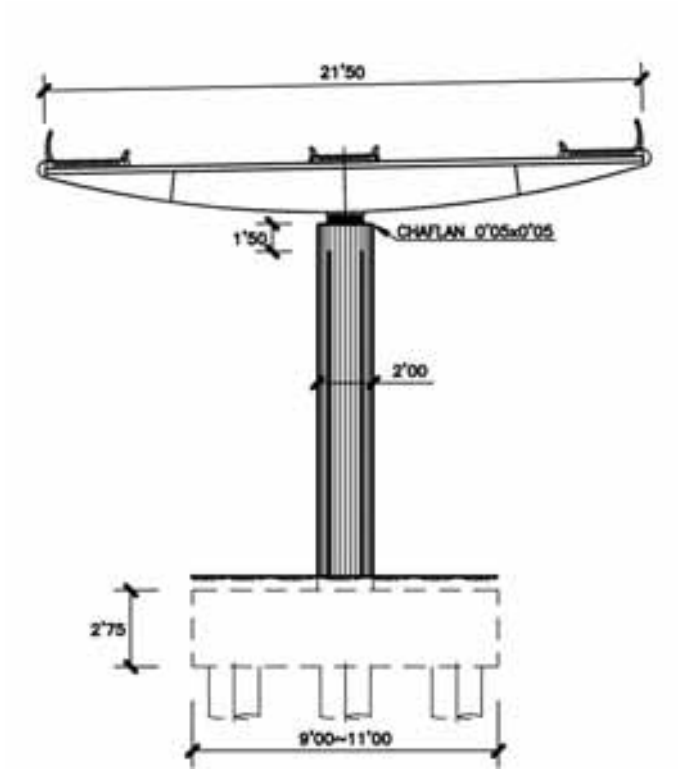


Figura 27. Alzado de pilas.
Figure 27. Elevation view of the piers.

9.0m (in longitudinal direction) and a constant depth of 2.75m. There are two rows of 3 piles each, transversely aligned with a 4.0m separation between axes. The longitudinal separation between the two lines is 6.0m (also measured between axes). The pile cap extends horizontally 1.5m from the pile axes, both transversely and longitudinally.

The pile cap of pier 3 is quadrangular (9.0m x 9.0m), also with a constant depth of 2.75m. Logically, the piles are arranged according to the pile cap's corners, with a 6.0m separation between axes (both transversely and longitudinally). Again, the pile cap's projection is 1.5m.

As previously mentioned, the deck rests on a single bearing point on the piers so as to achieve the highest possible transverse permeability and create a diaphanous space under the deck. Therefore, the three piers are cylindrical mono-shafts of HA-30-quality reinforced concrete, with a constant 2.0m diameter. These shafts are only 12m high (piers 1 and 3) and 11m high (pier 2) (Figure 27).

The shafts present six equally-spaced UPN-140 metal profiles embedded in the concrete, going from the foundation up to 1m below the top.

The shafts were originally designed to have a concrete face carried out with a tongued and grooved board (matchboard). However, a steel form with the same length than the shafts was designed during construction to allow a single-stage pouring of the concrete, in order to avoid the classic horizontal joints resulting from the traditional climbing formwork system. Once pouring of the piers was completed, it was decided not to remove the steel form, as it allowed greater freedom to choose the pattern of colours for the different elements of the bridge (pylon, deck and piers).

The bearing devices are neoprene pot bearings, allowing horizontal displacements in a single direction (following the direction of the bridge axis). The maximum allowable vertical load is 20,000kN for each of the piers.

3.4.3. Abutment 1

The abutment 1 of the Escaleritas viaduct is rather unusual: it is com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

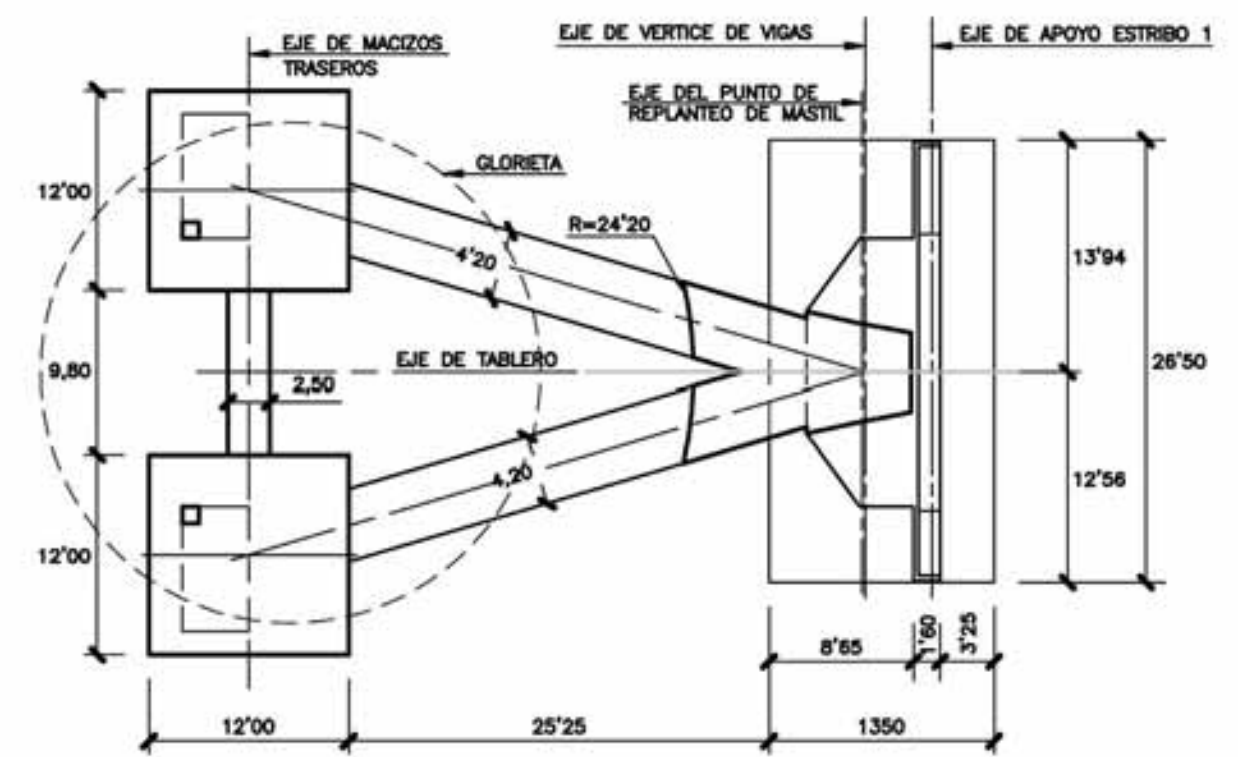


Figura 28. Planta del estribo 1.
Figure 28. Plan view of abutment 1.

posed by three reinforced concrete elements (main body, back retention blocks and connecting beams), clearly three-dimensional and structurally interrelated. In fact, this abutment goes beyond the usual functions of these elements (i.e. retaining the soil and transmitting loads to the ground, mainly the vertical loads from the deck), as it integrates the pylon's support base, the back retention stays' anchorage and the reception of the high axial load applied to the deck by the staying system. With a total length of more than 50m, abutment 1 thus becomes the hidden "compensation span" for the main cable-stayed span of the viaduct (Figure 28).

The foundation of abutment 1 was constructed directly over the secure rocky conglomerate of Las Palmas's clastic formation, which surfaces on the west hillside of the gully. The allowable stress for the foundation is 6.0kp/cm^2. During the excavation, deteriorated material was found in one of the corners, with inadequate geotechnical characteristics for the foundation. The solution adopted was to dig the whole material out and then refill the hole with cyclopean concrete.

The footing is rectangular, 13.5m long, 26.5m wide and with a constant depth of 2.50m.

This footing is the foundation for the front wall, nearly 14.5m high and 1.60m thick which acts as a retaining wall and supports the deck on the top. Since the main body of the abutment has no wing walls, the task of retaining the earth on the sides is performed by a reinforced earth wall surrounding the whole abutment 1. This earth wall avoids the view of a high, flat concrete face. Furthermore, this reinforced earth wall has received a careful architectonic treatment and it will be possible for pedestrians to go down the hillside to enter the park thanks to a system of ramps and balconies.

Behind the front wall, also on top of the footing, there is a concrete block (6.4m long x 16.0m wide) which constitutes the support base for the pylon and carries its vertical reaction down to the foundations.

At the back of the abutment there are two cuboid blocks with a square base of 12.0m x 12.0m and 8.50m high, with a 21.8m separation between their axes.

The function of these blocks is to anchor the back retention stays of the pylon. For this purpose, a cave was designed inside each block (7.50m x 4.00m in plan view and 1.80m high).

cos UPN 140 embebidos en el hormigón a modo de rehundidos. Estos perfiles arrancan en la base y se prolongan hasta 1 m por debajo de la coronación.

Originalmente, el acabado del paramento de los fustes estaba previsto que fuese en hormigón visto con tabla machihembrada. Sin embargo, durante la construcción se diseñó un encofrado metálico de longitud igual a la altura de cada fuste, que permitiese el hormigonado de la totalidad de éstos en una sola fase, con el fin de evitar las típicas juntas horizontales de hormigonado tan habituales en las pilas construidas con el tradicional sistema de trepas. Una vez hormigonadas las pilas, se decidió no retirar el encofrado metálico. De esta forma, se obtenía una mayor libertad a la hora de jugar con la composición de colores de los diversos elementos del puente (mástil, tablero y pilas).

Los aparatos de apoyo son de neopreno confinado, deslizantes unidireccionalmente en el sentido del eje del puente. La carga máxima vertical admisible es de 20.000 kN, en cada una de las pilas.

3.4.3. Estribo 1

El estribo 1 del Viaducto de Escaleritas es de carácter singular, constando

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de tres elementos de hormigón armado (cuerpo principal, macizos traseros de retención y vigas de conexión) marcadamente tridimensionales y estructuralmente relacionados entre sí. De esta manera el estribo trasciende los habituales cometidos de estos elementos (contención de tierras y recepción de las cargas, fundamentalmente verticales del tablero) para incorporar, además, la base de apoyo del mástil de atirantamiento, el anclaje de los tirantes de retención traseros y la recepción de la elevada carga axil introducida en el tablero por el sistema de atirantamiento. Así pues todo el conjunto del estribo 1, con sus más de 50 m de longitud total, se constituye en el auténtico "vano de compensación" oculto del vano principal atirantado (Figura 28).

La cimentación del cuerpo principal del estribo 1 se realiza de forma directa sobre el afloramiento rocoso del conglomerado sano de la formación detrítica de Las Palmas, situado en la ladera occidental del Barranco de la Ballena. La tensión admisible de cimentación es de 6'0 kp/cm^2. Durante la excavación de la cimentación apareció en una de las esquinas material degradado, de características geotécnicas inadecuadas para realizar la cimentación. La solución adoptada consistió en excavar totalmente este material y proceder, posteriormente, al relleno con hormigón ciclópeo.

Las dimensiones de la zapata de cimentación, de forma rectangular en planta, son 13'5 m de longitud x 26'5 m de anchura. El canto, constante, es de 2'50 m.

De esta zapata arranca un muro frontal de casi 14'5 m de altura y 1'60 m de canto, que permite contener las tierras y recibir, en su coronación, al tablero. El cuerpo principal del estribo carece de muros en vuelta, confiándose la contención lateral de tierras a un muro de tierra armada que envuelve todo el estribo 1, evitándose asimismo la dureza de la visión de un paramento frontal liso de hormigón de gran altura. Este muro de tierra armada será objeto de un cuidado tratamiento arquitectónico y, mediante un sistema de rampas y terrazas, permitirá el descenso de la ladera del barranco para acceder al futuro parque.

Tras el muro frontal, y sobre la zapata de cimentación, se dispone un macizo de hormigón, de 6'4 m de longitud x 16'0 m de anchura, que constituye la base de apoyo del mástil de atirantamiento. Este macizo transmite hasta la cimentación la reacción vertical del mástil.

La parte trasera del conjunto del estribo 1 está ocupada por dos macizos ortoédricos, cuadrados en planta de dimensiones 12'0 m x 12'0 m, y de altura 8'50 m. Los macizos están separados entre ejes una distancia de 21'8 m.

Estos macizos tienen como misión el anclaje de los tirantes de retención traseros del mástil. A tal efecto, se disponen sendas cavernas (de 7'50 m x 4'00 m en planta y 1'80 m de altura) en su interior.

Los dos macizos están conectados entre sí mediante una viga riostra de 9'80 m de longitud, de sección rectangular de 3'0 m de canto y 2'50 m de anchura (Figura 29).

A su vez, cada uno de los macizos se conecta con el cuerpo principal del estribo mediante sendas vigas de 4'20 m de anchura y 3'0 m de canto. Estas vigas son las encargadas de llevar hasta los macizos traseros la fuerza horizontal que el tablero transmite al cuerpo principal del estribo. De esta forma, queda

The blocks are connected by a 9.80m-long tie beam, with rectangular cross-section (3.0m deep x 2.50m wide) (Figure 29).

Besides, each block is connected to the main body of the abutment through a beam (4.20m wide x 3.0m deep). These beams carry into the back blocks the horizontal force transmitted by the abutment's main body, thus closing the polygon of forces (pylon-staying-deck-abutment).

As previously mentioned, the deck's horizontal internal axial force is carried into the main body of the abutment by 4 sliding neoprene pot bearings, two of them with a 16,000kN capacity and the other two for 18,000kN. Moreover, the deck has been anchored to abutment 1 with eight 26.5mm-diameter pre-stressed bars, tensioned to 250kN each, in order to ensure the abutment's role as the fixed point of the deck (Figure 30).

The vertical pot bearings are made of reinforced neoprene and have a round shape, with a 800mm diameter and a height of 150 (90)mm. Although these two vertical bearings are separated 15.0m, there are problems of lift in the supports due to the exceptional torsion span of this bridge –only in the worst cases of combination of variable ac-



Figura 29. Vista del estribo 1 en construcción.
Figure 29. View of abutment 1 under construction.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 30. Frontal del cuerpo principal del estribo 1.
Figure 30. Front wall of the main body of abutment

tions, but never in permanent state or with a quasi-permanent combination. In order to solve this problem, each bearing has been anchored with 4 prestressed bars of a 32mm diameter, each of them tensioned to 350kN.

3.4.4. Abutment 2

The abutment 2 is located in the east hillside of the La Ballena gully. Since this hillside has a mild slope, an earthfill had to be built behind the abutment, which rises 12.0m above the natural ground, in order to provide access to it.

Both the abutment and the access earthfill rest on heterogeneous, human-related landfill materials, with a thickness of 15m in this area. Due to the inadequate geotechnical conditions, it was necessary to use a pile foundation until an underlying competent layer was reached. A classic closed-abutment solution to retain the earthfill would have led to a large number of piles. Due to the great horizontal deformability of the landfill material, this solution would have created a horizontal free span for the earthfill pressure loads virtually equal to the stratum's thickness. As a consequence, the horizontal loads were capable of failing the piles.

For this reason, we opted for a pile-abutment solution, where the earth retention is accomplished by a reinforced earth wall similar to that of abutment 1 and that function is independent from the reception and support of the deck, carried out by the pile-abutment itself.

Therefore, abutment 2 is made up of two vertical cylindrical shafts with a 2.0m diameter and the same features as the piers shafts, including the embedded finishing and the steel case. These shafts are separated 15.0m, thus fixing the deck against torsion. Again, they have neoprene pot bearings sliding in a single direction (longitudinally), with an axial capacity of 7,000kN each (Figure 31).

Each shaft is founded on a 1.800m-diameter pile. As with the piers, the penetration depth into the rock formation for these 20m-long piles reaches 3 diameters. The piles are connected at the top by a 19.50m-long tie beam with a rectangular cross-section (2.50m wide x 2.00m deep). As a result, the abutment as a whole works structurally as a bending frame against transverse actions.

In order to reduce the effects of negative friction on the piles, as well as the effects of the horizontal load from the earthfill pressure, the underlying hu-

cerrado el polígono de fuerzas que se forma en el sistema mástil, atirantamiento, tablero y estribo.

Como ya se expuso, la transmisión de la fuerza horizontal del tablero al cuerpo principal del estribo se realiza a través de 4 aparatos de apoyo de neopreno confinado libremente deslizantes, dos con capacidad 16.000 kN y los otros dos para 18.000 kN. A su vez, para garantizar en todo momento la condición del estribo 1 como punto fijo del tablero se dispone un anclaje entre ambos elementos compuesto por 8 barras de pretensado de diámetro ϕ26'5 mm tesadas con 250 kN cada una (Figura 30).

Los aparatos de apoyos verticales del tablero en el estribo son circulares de neopreno zunchado, de diámetro ϕ800 mm x 150 (90) mm de altura. Como ya se ha dicho, a pesar de estar separados entre sí 15'0 m, debido a la excepcional luz de torsión que presenta este puente, existen problemas de levantamiento para los casos pésimos de combinación característica de acciones variables (nunca en estado permanente o en combinación cuasipermanente). Para solucionar este problema se ha recurrido a anclar cada uno de ellos mediante 4 barras de pretensado de diámetro ϕ32 mm tesadas con 350 kN cada una.

3.4.4. Estribo 2

El estribo 2 se sitúa hacia la ladera oriental del Barranco de la Ballena. La morfología de esta ladera es bastante tendida, por lo que tras este estribo, de 12'0 m de altura sobre el terreno natural, ha sido necesario construir un terraplén de acceso.

Ambos elementos, estribo y terraplén de acceso, se deben apoyar sobre los materiales de relleno heterogéneos de origen antrópico, con una potencia en esta zona de unos 15 m. Las malas condiciones geotécnicas de este material obligaban a una cimentación por pilotaje hasta encontrar el estrato competente inferior. Las soluciones clásicas de estribo cerrado para contener las tierras del terraplén conducían a un gran nú-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mero de pilotes que, debido a la gran deformabilidad horizontal del terreno de relleno, presentaban una luz libre para las acciones horizontales provenientes de la carga de tierras del terraplén prácticamente igual a la potencia del estrato. De este modo se tenía la ruina de los pilotes por flexión frente a las acciones horizontales.

Así pues, se decidió recurrir a una solución del tipo pila-estribo, independizando las funciones de contención de tierras, que ahora se confían a un muro de tierra armada de características similares al del estribo 1, de las de recepción y apoyo del tablero, que son desempeñadas por la pila-estribo propiamente dicha.

De este modo, el estribo 2 se compone de dos fustes cilíndricos de 2'0 m de diámetro. Las características formales de estos fustes son las mismas que las de los fustes de las pilas, incluido el acabado con rehundidos y el forrado metálico. Estos fustes están separados entre sí 15'0 m, materializando así el necesario empotramiento a torsión del tablero. Los aparatos de apoyo son, de nuevo, de neopreno confinado deslizantes unidireccionalmente según la directriz del tablero. Su capacidad es de 7.000 kN para cada uno (Figura 31).

Cada uno de los fustes se cimienta sobre un pilote de diámetro ϕ1'800 m. La longitud de cada uno de estos pilotes es de 20 m, empotrándose, al igual que en el caso de las pilas, 3 diámetros en la formación rocosa inferior. Ambos pilotes se encuentran unidos en coronación por una viga riostra de 19'50 m de longitud y sección rectangular de 2'50 m de anchura y 2'00 m de canto. De esta manera, frente a acciones transversales, todo el conjunto del estribo 2 funciona estructuralmente como un pórtico.

Para aliviar los efectos del fenómeno de rozamiento negativo sobre los pilotes, así como los efectos del empuje horizontal causado por la carga del terraplén, se realizó una precarga del material de relleno antrópico subyacente durante varios meses, hasta comprobar cierta estabilidad en la evolución de los asientos primarios. Dicha precarga se complementó con el refuerzo del terreno del trasdós del estribo mediante una malla de columnas de grava (en cuadrícula de 2'00 x 2'50 m, aproximadamente) en una superficie total de 400 m^2.

3.5. Proceso constructivo

Para la elección del proceso constructivo del viaducto ha sido necesario tener en cuenta las peculiares características del emplazamiento de la estructura, como son:

– presencia de un túnel artificial en la zona del vano 1.

– pobres características tenso deformacionales del terreno superficial.

– altura de pilas reducida.

– necesidad de transporte marítimo para el tablero y el mástil.

La estructura metálica del tablero y del mástil se ha fabricado en la península, en Sevilla, y se ha trasladado por vía marítima hasta las Palmas de Gran Canaria. Para optimizar los costes de transporte se planteó una división de la sección transversal del tablero en tres módulos, con una anchura aproximada de 4'00 m y una longitud no mayor de 24'00 m. La unión soldada definitiva en obra de cada tramo a izar se realizó sobre bancadas de apoyo (Figura 32).

Dada la poca altura de la rasante el procedimiento más adecuado para el montaje del tablero es el de izado con

man-related landfill material was preloaded for some months until certain stability was observed in the evolution of primary settlement. Besides, the soil at the back of the abutment was reinforced with a number of gravel columns (arranged in a grid of approximately 2.00m x 2.50m) over a total surface of 400m^2.

3.5. Construction process

The specific conditions of the structure's location had to be taken into consideration when choosing the construction process:

– *the presence of an cut and cover tunnel in the area of the cable-stayed span;*

– *the deficient geotechnical properties of the soil;*

– *the reduced height of the piers;*

– *the need to transport the deck and the pylon by sea.*

The steel structural members of the deck and the pylon were manufactured in the Iberian Peninsula, Seville) and then carried to Las Palmas de Gran Canaria by sea. In order to reduce the transport costs, the deck's cross-section was divided into three modules, approximately 4.00m wide and no longer than 24.00m each. The sections were hoisted



Figura 31. Frontal del estribo 2.
Figure 31. Front wall of abutment 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 32. Unión de módulos en obra sobre bancadas de apoyo.
Figure 32. Onsite welding of modules on support benches

grúas. En todos los vanos se han construido apoyos provisionales metálicos que acortan la luz libre del vano; de esta forma se facilitan los trabajos de izado y se consigue una optimización de la sección del tablero, puesto que el apeo parcial permite referir parte del peso propio de la losa de hormigón a la sección mixta, y no sólo a la sección metálica. De esta forma, se dispusieron apoyos provisionales en centro de luz de los vanos 2, 3 y 4 y en el vano 1 a 15'0 m y 22'0 m del estribo 1 y de la pila 1, respectivamente. En cada sección de apoyo se ha colocado una torre bajo cada una de las almas; asimismo, en las secciones de pila también se han colocado torres de apoyo bajo las almas del cajón. Dadas las características del terreno ha sido necesario pilotar las torres metálicas con pilotes de diámetro 0,800 m para evitar asientos no admisibles que puedan distorsionar el replanteo del tablero.

El izado de las distintas dovelas del tablero, 11 en total, se realizó de forma paralela desde los dos estribos, quedando como dovela de cierre la dovela 7 (dovela de pila 2 en vano 2).

Particularmente destacado fue el izado en un solo tramo conjunto de las dovelas 2, 3 y 4 pertenecientes al vano 1, con una longitud total de 63'0 m y un peso de 2.680 kN (Figura 33).

in-place after being welded together onsite using support benches (Figure 32).

Given the low height of the structure above the ground level, the most adequate method was to use lifting cranes for the assembly of the deck. Temporary steel piers were built for all the spans in order to shorten the free span. This facilitates the hoisting and optimizes the deck's section, since the temporary propping refers part of the concrete slab's self-weight to the composite section, not only to the metal section. The temporary supports were located at the centre of spans 2, 3 and 4. For the first span, they were 15.0m away from abutment 1 and 22.0m away from pier 1. A tower was placed in each support and pier section directly under both of the side webs. Due to the specific geotechnical properties of the ground, 0,800 m-diameter piles had to be constructed for the metal towers in order to avoid an unacceptable settlement which could deform the deck.

The 11 segments of the deck were hoisted in parallel from the two abutments, the closing segment being the number 7 (the segment of pier 2 in the second span).

It is worth noting the hoisting of a single piece composed by segments 2, 3 and 4 (belonging to the first span), with a total length of 63.0m and a weight of 2,680Kn (Figure 33).

The pylon's assembly was done simultaneously to the deck's assembly, also divided into segments (Figure 34).

Once the deck and the pylon were hoisted, the next stage consisted on



Figura 33. Izado de las dovelas 2, 3 y 4 del tablero.
Figure 33. Hoisting of segments 2, 3 and 4 of the deck.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 34. Izado de las 2 primeras dovelas del mástil.
Figure 34. Hoisting of the first two segments of the pylon.

Paralelamente al montaje del tablero se realizó el del mástil, también dividido en dovelas (Figura 34).

Una vez finalizado el izado del tablero y del mástil se comenzaron las tareas de soldadura de las costillas metálicas y de instalación de tirantes, así como de hormigonado del fondo del tablero en secciones de pila (Figuras 35, 36 y 37).

Con esta configuración de tablero metálico se realizó una primera fase de tesado para compensar los esfuerzos de las siguientes fases de hormigonado.

El hormigonado de la losa del tablero se realizó en dos fases: en primer lugar se hormigonó la losa central (desde centro de vano a pila) y posteriormente, una vez solidarizada ya la sección mixta, se



Figura 35. Montaje de la primera terna de tirantes.
Figure 35. Assembly of the first batch of stays.

welding the metal ribs, installing the stays and pouring the concrete of the deck's bottom slab in the piers sections (Figures 35, 36 and 37).

A first tensioning stage was carried out with this metal deck configuration in order to compensate the stresses in the subsequent concrete pouring stages.

The deck's slab was concreted in two phases: first, the central slab (from the centre of the span to the pier) and then, once the composite section was created, the cantilevers.

The temporary supports were removed after pouring the concrete of the cantilevers, by loosening the adjustable descending parts of the towers. At this moment, the deck's cross-section and the stays of the main span were receiving the total load.

The second tensioning stage affected the back stays and the last 5 front stays and was carried out before asphalt was placed and pavements, curbs and railing were installed.

After applying all the dead load, the last 5 stays (both front and back stays) were tensioned for the last time.

Finally, the mandatory static and dynamic loading tests were performed, resulting in a satisfactory behaviour of the bridge (Figure 38).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 36. Montaje del tirante 10.
Figure 36. Assembly of the tenth stay.



Figura 37. Vista trasera de los tirantes durante el montaje.
Figure 37. Rear view of the stays during assembly.

hormigonó la parte correspondiente a los voladizos.

Concluido el hormigonado de los voladizos se procedió a retirar los apoyos provisionales, aflojando manualmente los husillos de que disponían las torres. En ese momento se produce la entrada en carga total de la sección mixta del tablero y del conjunto de tirantes del vano principal.

Antes del pavimentado y de la colocación de las aceras, bordillos y barreras se realizó una segunda fase de tesado de los tirantes que afectó a los traseros y a los 5 últimos tirantes delanteros.

Una vez colocada ya toda la carga muerta se realizó una última pasada de tesado de los 5 últimos tirantes (tanto delanteros como traseros).

Finalmente se realizó la preceptiva prueba de carga estática y dinámica, con resultados satisfactorios (Figura 38).

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En los siguientes apartados se describen algunos de los aspectos más destacados del cálculo.

4.1. Criterios generales de dimensionamiento

La tipología estructural del Viaducto de Escaleritas ofrece un amplio abanico de posibilidades resistentes del conjunto tablero–tirantes–mástil. Efectivamente, la presencia de los tirantes de retención, anclados rígidamente al cimiento, permite elegir el nivel de atirantamiento delantero deseado sin introducir flexiones excesivas en el mástil, sin más que equilibrar tirante a tirante las componentes de cortante.

Asimismo, como ya se ha comentado, en este caso la rigidez del tablero no es despreciable frente a la del sistema de tirantes, puesto que son necesarios unos valores mínimos por consideraciones de torsión y de flexión y cortante de los vanos no atirantados. En la Tabla 2 se muestran las características mecánicas medias del tablero.

Se ha pretendido optimizar el aprovechamiento de la sección mixta del tablero, de forma que los esfuerzos máximos de flexión en el vano atirantado,

4. STRUCTURAL ANALYSIS

The next sections describe some of the main aspects of the structural analysis.

4.1. General design criteria

The structural typology of this viaduct offers a wide range of resistance possibilities for the deck-stays-pylon system. Thanks to the back retention stays, firmly anchored to the foundations, the level of staying at the front can be adjusted by equilibrating the shear components stay by stay, without generating excessive internal bending moments into the pylon.

Moreover, in this case the deck's stiffness is not negligible in relation to the stays system, since minimum requirements needed to be met in order to confront torsion and flexure, as well as the shear force in the non-stayed spans. The average mechanical properties of the deck are shown in Table 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tanto positivos como negativos, sean semejantes a los esfuerzos de los vanos no atirantados. Así, partiendo de unos espesores de chapa mínimos por consideraciones de montaje y estabilidad se obtienen los esfuerzos máximos asumibles en la sección (en servicio y en estado límite último), y de esta forma se puede deducir el nivel de atirantamiento exigido para no sobrepasar estos esfuerzos.

El cálculo del momento último se ha realizado según el método elástico-corregido, tal y como se describe en la RPX-95. Para ello, se ha considerado la sección reducida del tablero. De todas formas, el dimensionamiento del tablero queda condicionado por las comprobaciones tensionales en servicio, más restrictivas que las de seguridad frente a estado límite último.

Continuando con el planteamiento inicial, en las Figuras 39 y 40 se muestran las envolventes en servicio de los momentos flectores máximos y mínimos en el tablero para la actuación de las sobrecargas de uso.

Como se aprecia, los flectores en el vano atirantado (+34.100 kN·m y –41.400 kN·m) son del orden de 1'5 a 2'0 veces mayores que en los vanos no atirantados (+23.000 kN·m y -20.700 kN·m).



Figura 38. Prueba de carga estática. Hipótesis de torsión.
Figure 38. Static loading test (torsion hypothesis)

Tabla 2. Características mecánicas del tablero
Table 2. Mechanical properties of the deck

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS MEDIAS DEL TABLERO (con la consideración de ancho eficaz en servicio)				
	Área (m^2)	**I Long (m^4)**	**I Transv (m^4)**	**I Torsión (m^4)**
Sección de vano	1.007	0.416	28.381	0.752
Sección de pila	1.109	0.378	19.008	1.569

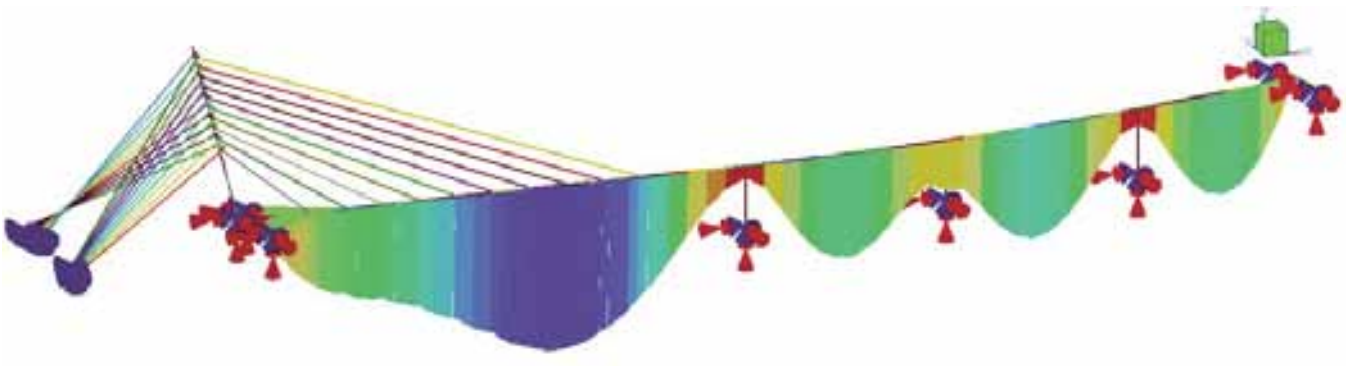


Figura 39. Envolvente de flectores máximos en el tablero para sobrecargas
Figure 39. Maximum bending moment envelopes in the deck for live loads.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

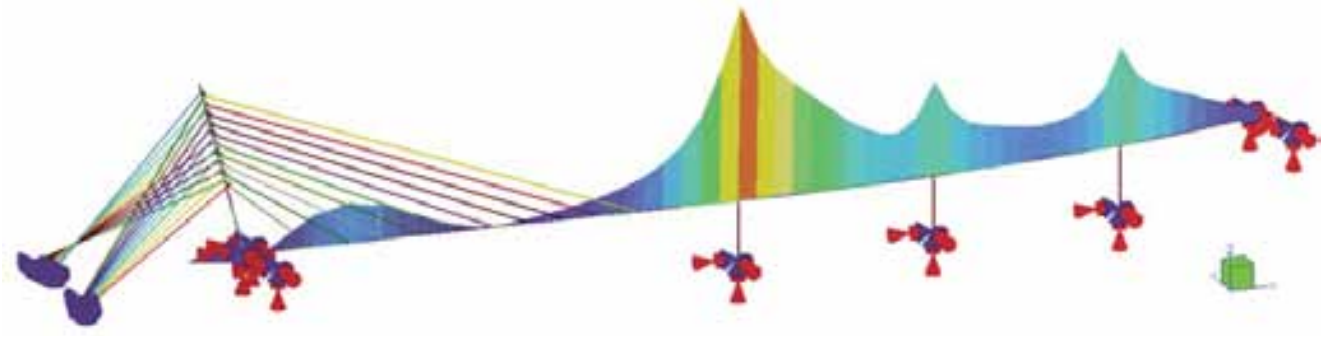


Figura 40. Envolvente de flectores mínimos en el tablero para sobrecargas
Figure 40. Minimum bending moment envelopes in the deck for live loads.

We have intended to optimize the deck's cross-section, so that the maximum bending moments in the cable-stayed span, both positive and negative, can be similar to the internal forces in the non-cable-stayed spans. Therefore, if we start by using minimum plate thickness for assembly and stability reasons, we can obtain the maximum allowable stresses for the section (in serviceability and in ultimate limit state). Thus, we can deduce the required level of staying without exceeding those stresses.

The ultimate moment was calculated following the "modified elastic method", according to the RPX-95 Spanish Specification. For this calculation, we considered the reduced section of the deck. In any case, the design of the deck is governed by the stress checks in serviceability state, which are more restrictive than safety checks in ultimate limit state.

According to our approach, Figures 39 and 40 show the envelopes of the maximum and minimum bending moments in the deck for live loads in serviceability state.

As can be seen, the bending moments in the cable-stayed span (+34,100kN·m and –41,400kN·m) are 1.5 to 2.0 times higher than those in the non-cable-stayed spans (+23,000kN·m and –20,700kN·m).

In order to correct this difference in the distribution of forces due to the suspension loads, the stays were further tensioned to equilibrate all the non-suspended self-weight loads and part of the dead load. The permanent state obtained is showd in Figure 41.

Consequently, the maximum total internal forces in the deck are fully compensated (note that the units are Mp·m) (Figures 42 and 43).

Another aspect to be considered for the deck calculation is the non-negligible difference of vertical stiffness between the front stays regarding their vertical stiffness. If we consider that the equivalent vertical stiffness of a stay can be expressed as:

$$k_v = \frac{F_v}{\delta} = \frac{E \cdot A}{L} sen^2(\alpha)$$

where E = *steel modulus of elasticity* $\sim 1.95e8 kN/m^2$

A = *cable stay cross-section area*

Para corregir esta diferencia en la distribución de esfuerzos por las cargas suspendidas, se ha introducido un tesado adicional en los tirantes que equilibra todas las cargas de peso propio y parte de la carga muerta, obteniéndose un estado permanente como el de la Figura 41.

De esta forma quedan completamente compensados los esfuerzos máximos totales en el tablero (nótese que en la leyenda las unidades se expresan en Mp·m) (Figuras 42 y 43).

Otro aspecto a tener en cuenta en el cálculo del tablero es el de la diferencia de rigidez vertical entre los distintos tirantes delanteros, que no es despreciable. Considerando que la rigidez vertical equivalente de un tirante se puede expresar como

$$k_v = \frac{F_v}{\delta} = \frac{E \cdot A}{L} sen^2(\alpha)$$

con E = módulo de elasticidad del tirante $\approx 1'95e8$ kN/m^2

A = área de un tirante

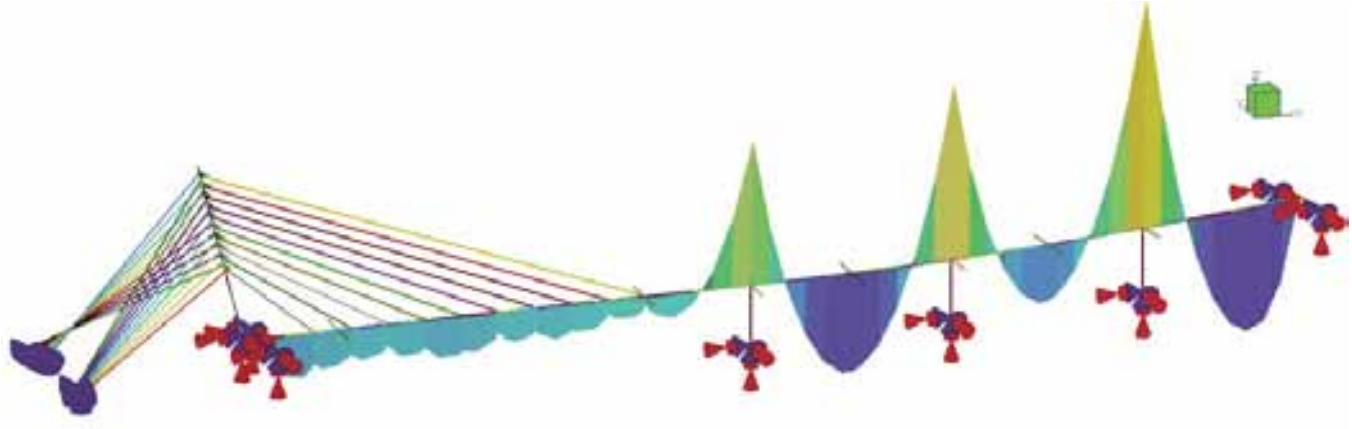


Figura 41. Flectores en el tablero en estado permanente
Figure 41 . Permanent state bending moments in the deck

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

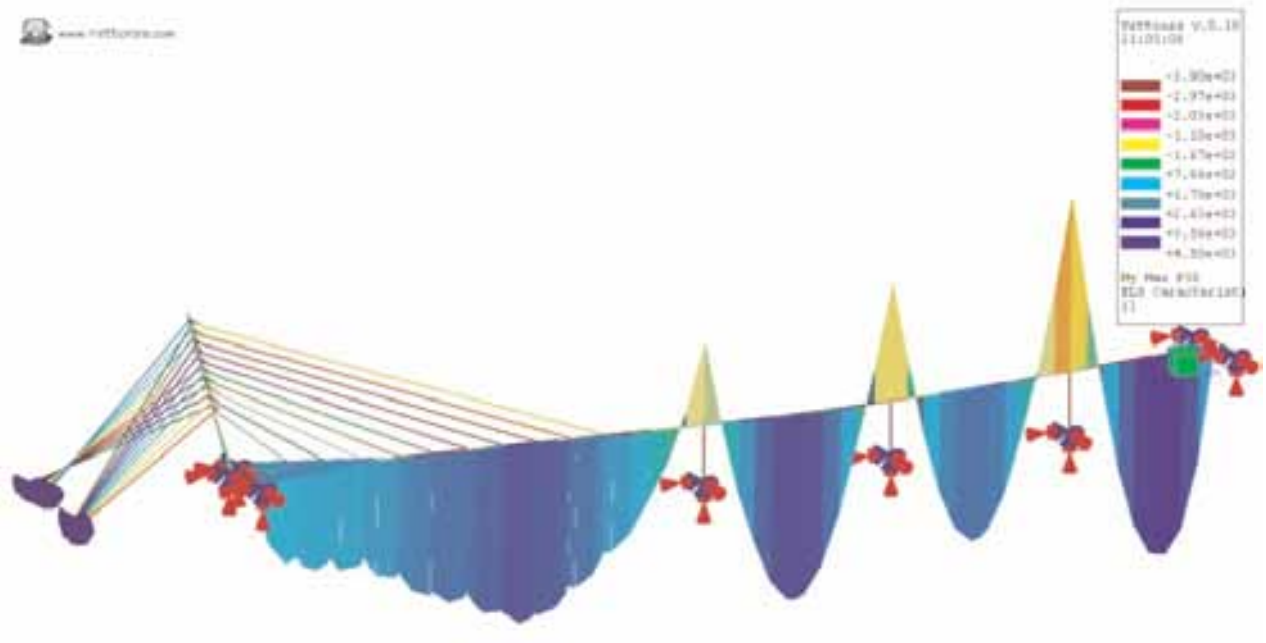


Figura 42. Envolvente de flectores máximos totales en el tablero
Figure 42. Envelopes of maximum total bending moments in the deck.

L = longitud del tirante

α = ángulo del tirante con la horizontal

particularizando para nuestro caso se tienen los valores de la Tabla 3.

Como puede comprobarse, la rigidez del tirante 10 es casi 8 veces menor que la rigidez del primer tirante, pese a disponer un 62% más de cordones. Esto ha obligado a disponer los tirantes 9 y 10 con mayores cordones que el resto, para compensar esta pérdida de rigidez y poder introducir elevadas cargas de tesado que alivien los esfuerzos del tablero en esa zona.

4.2. Modelos de cálculo del tablero

Para el cálculo general de esfuerzos sobre el tablero, tirantes y mástil se ha elaborado un modelo de viga tridimensional, que recoge la variación de la rasante en alzado y la curvatura en planta.

L = cable stay length

α = *angle formed by the cable with the horizontal*

The result for this specific case is shown in Table 3.

As can be seen, the stay 10 has almost 8 times less stiffness than the first stay, although the stay 10 has 62% more strands. As a result, the stays 9 and 10 had to be designed with more strands than the rest, so that this stiffness loss

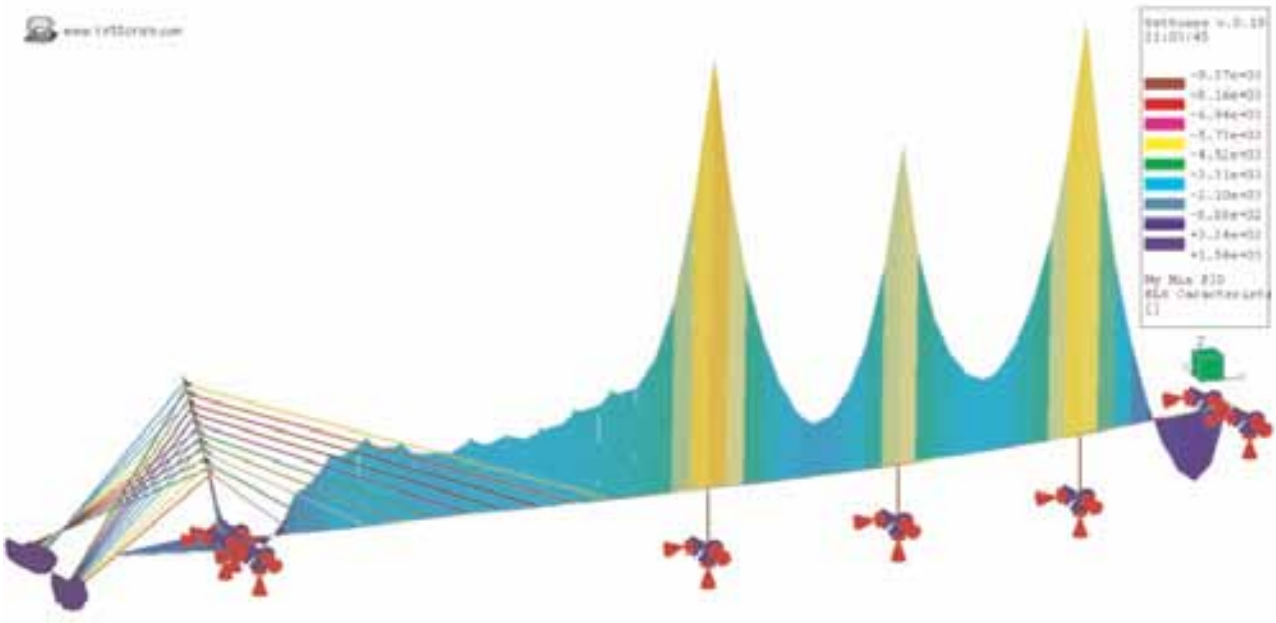


Figura 43. Envolvente de flectores mínimos totales en el tablero
Figure 43 Minimum total bending moments envelopes in the deck.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 3. Rigidez equivalente vertical de los tirantes
Table 3. Equivalent vertical stiffness of the stays

RIGIDEZ VERTICAL EQUIVALENTE EN TIRANTES DELANTEROS										
	T1	**T2**	**T3**	**T4**	**T5**	**T6**	**T7**	**T8**	**T9**	**T10**
Nº cordones	42	52	61	53	45	54	43	36	75	68
Área (mm²)	6300	7800	9150	7950	6750	8100	6450	5400	11250	10200
Longitud (m)	24.367	32.224	40.325	48.535	56.831	65.164	73.537	81.936	90.354	98.776
Ángulo cuerda (º)	40.1	33.8	30.0	27.5	25.8	24.5	23.5	22.7	22.1	21.5
k_v (kN/m)	**20898**	**14618**	**11089**	**6821**	**4377**	**4154**	**2711**	**1912**	**3426**	**2713**

can be compensated and high tensioning loads could be introduced to reduce stresses in that area of the deck.

4.2. Computational models for the deck

A three-dimensional beam model was created for the general calculation of internal forces affecting the deck, the stays and the pylon. This model takes into account the elevation variations in the vertical alignments and the curvature of the horizontal alignments.

This computational model takes into consideration the staged construction, since it shows the different static patterns occurring during the construction process as well as the evolution of the composite sections throughout the real concrete pouring process and the redistribution due to creep in the concrete slab.

The piers were represented with their actual shape, including the bearings. The abutments were assigned a spring with stiffness equal to that of the bearings-main body-foundation system. The stays were also modelled with their actual shape as auxiliary rigid bars connecting the theoretical anchorage point with the axes of the pylon and the deck, and taking into account the deck's camber.

The main gravitational forces are the following:

Steel box girder self-weight: 54.0kN/m

Concrete slab self-weight: 107.5kN/m

Dead load: 66.5kN/m

*(Self weight + dead loads: **228.0kN/m**)*

Uniform live load: 86.0kN/m
(eccentric 43.0kN/m; 231.1kN·m/m)

Special vehicles: 1,200.0kN
(eccentric 600.0kN; 3,750.0kN/m)

The nonlinear behaviour of the stays, mainly in the lower stress range during the first stages of the construction process, was taken into account through the formulation of the secant modulus, considering the parabolic approximation to the cable problem as valid.

Therefore, depending on the initial (σ_{inf}) and final (generally σ_{sup}) axial force of the stay, the virtual modulus (E_v) of the stay is reassigned according to the expression [6]:

$$E_v = \frac{E_s}{1 + E_s \dfrac{(\gamma \cdot L_h)^2}{12\sigma_m^3} \dfrac{(1+\mu)^4}{16\mu^2} E_s}$$

Where E_S *is the steel deformation modulus (1.95e8kN/m²)*

γ is the stay's density (78.5kN/m³)

l_h *is the horizontal distance between the stay's anchorage points*

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{inf} + \sigma_{sup}}{2}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}$$

To start with, we can use estimated axial force values for each stage, rapidly converging within few iterations.

El modelo confeccionado es altamente evolutivo, puesto que reproduce los diferentes esquemas estáticos que se presentan durante el proceso constructivo así como la evolución de las secciones mixtas según el proceso real de hormigonado y la redistribución debida a la fluencia de la losa de hormigón.

Las pilas se han representado con su geometría real, incluyendo los aparatos de apoyo, y en los estribos se ha asignado un muelle con rigidez equivalente a la del conjunto aparatos de apoyo – cuerpo de estribo – cimentación. Igualmente, los tirantes se han representado con su geometría real, mediante barras rígidas auxiliares que unen el punto teórico de anclaje a las directrices del mástil y del tablero, y considerando las contraflechas de ejecución del propio tablero.

Las acciones gravitatorias principales son las siguientes:

Peso propio metálico: 54'0 kN/m

Peso propio losa hormigón: 107'5 kN/m

Carga permanente: 66'5 kN/m

(Total permanentes: **228'0 kN/m**)

Sobrecarga uniforme: 86'0 kN/m
(excéntrica 43'0 kN/m; 231'1 kN·m/m)

Vehículos especiales: 1200'0 kN
(excéntricos 600'0 kN; 3750'0 kN/m)

El comportamiento no lineal de los tirantes, principalmente en el rango bajo de tensiones durante las primeras etapas del proceso constructivo, se ha tenido en cuenta mediante la formulación del

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

módulo virtual secante, asumiendo como válida la aproximación parabólica al problema del cable.

De esta forma, en función de axil inicial (σ_{inf}) y final del tirante (σ_{sup}, generalmente), se reasigna el módulo virtual E_v del tirante según la expresión [6]:

$$E_V = \frac{E_S}{1 + E_S \frac{(\gamma \cdot L_h)^2}{12\sigma_m^3} \frac{(1+\mu)^4}{16\mu^2}}$$

Siendo E_S módulo de deformación del acero (1'95e8 kN/m^2)

γ densidad del tirante (78'5 kN/m^3)

l_h distancia horizontal entre puntos de anclaje del tirante

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{inf} + \sigma_{sup}}{2}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}$$

Inicialmente se puede partir de unos valores de axil estimados para cada etapa, que convergen rápidamente en pocas iteraciones.

Para estudiar los efectos de reparto transversal de la carga en el tablero, y completar así la información suministrada por el modelo longitudinal de viga, se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo lámina de todo el tablero.

Así, por ejemplo, debido a la flexibilidad transversal de los diafragmas de apoyo en pilas, el cortante que viaja por cada una de las almas del tablero en su proximidad no se reparte entre ellas como predeciría la teoría de resistencia de materiales. El alma o las almas centrales se cargan más que las exteriores, ya que están ubicadas en el diafragma justamente encima del punto rígido materializado por el apoyo de pila.

Es claro que, solamente debido a la propia geometría de la sección, las almas interiores tienden a absorber más esfuerzo cortante, ya que tienen más canto, y el valor de la integral del flujo de tensiones tangenciales es mayor. A este efecto, que provoca un reparto desigual entre las almas, hay que añadir el de la flexibilidad de los diafragmas de pila. Como se ha dicho, este fenómeno se ha estudiado mediante un modelo de elementos finitos de tipo lámina que representa el tablero en toda su longitud.

A cada elemento se le ha dado el espesor correspondiente según el despie-

A shell finite element model was created for the whole deck in order to analyse the effects of the transverse distribution of the load in the deck, thus completing the information provided by the longitudinal beam model.

For instance, the shear force transmitted by each of the webs of the deck near the pier support diaphragms is not distributed among them as the theory of strength of materials would predict, due to the support diaphragms transverse flexibility. The central web or webs support greater load than the external webs, since they are located on the diaphragm just on top of the rigid point created by the pier support.

Due to the geometry of the section itself, the internal webs tend to absorb greater amount of shear force (since they have greater depth) and the value of the integral of the tangential stresses flow is bigger. This effect, which causes an unequal distribution of shear force among the webs, adds to the pier diaphragms flexibility effects discussed before. The model used to analyse this phenomenon is a shell finite element model representing the full length of the deck.

Each element was assigned the corresponding thickness according to the plates thickness chart. Figure 44 shows

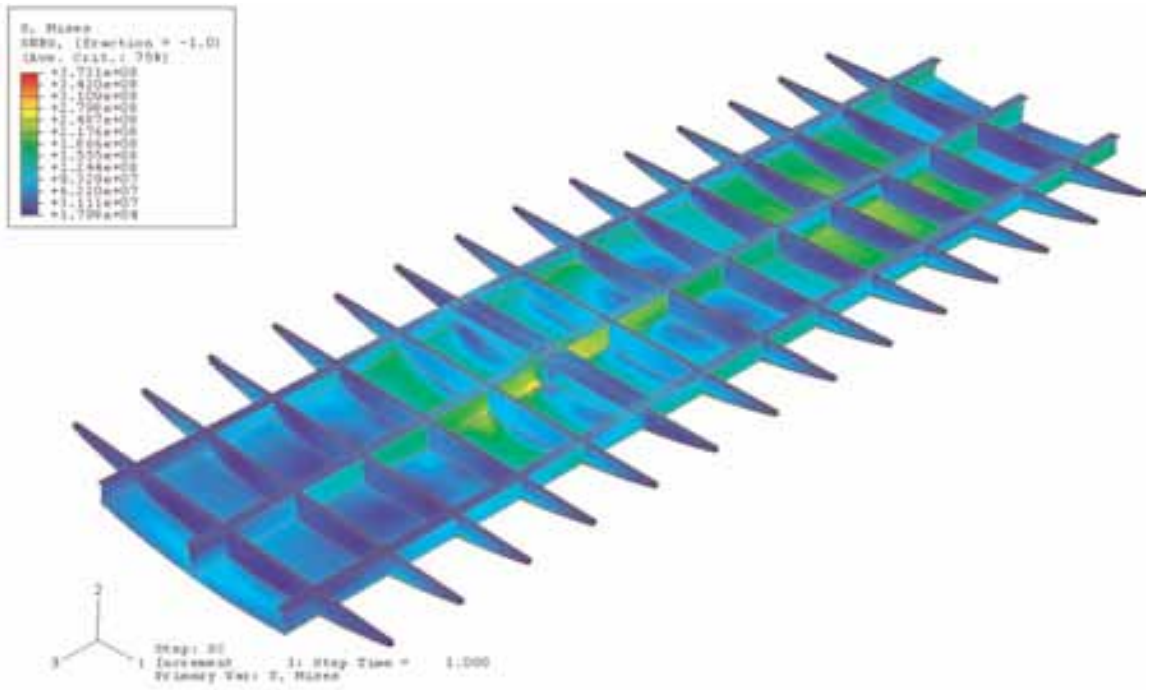


Figura 44. Vista de detalle del modelado del cajón metálico.
Figure 44 Detailed view of the steel box model.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

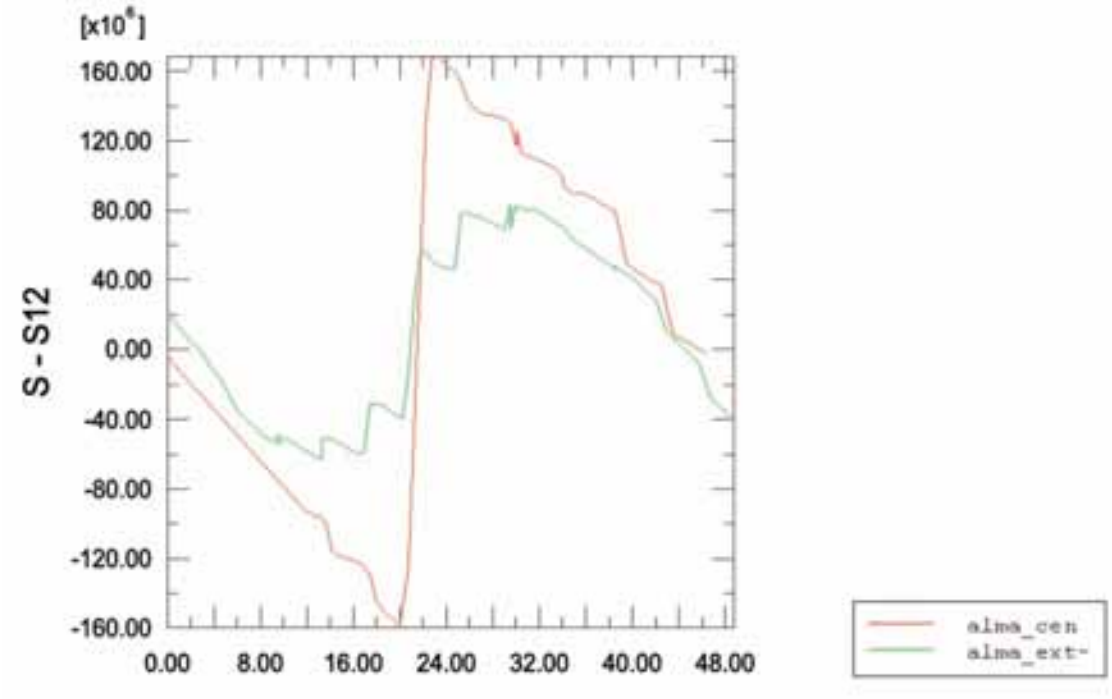


Figura 45. Distribución de tensiones tangenciales en almas
Figure 45. Distribution of tangential stresses in the webs.

the model for one of the non-stayed spans. The upper concrete slab has been removed in order to show the central diaphragms.

For example, a detailed analysis of pier 2 shows that, for a 27,250kN reaction (design), with a maximum total shear in the section of 13,625kN, 8,960kN are transmitted through the central web (65.8%) and 3,830kN through the two side webs (28.1%). It is worth noting the contribution of the deck's lower flange in the transmission of shear forces, which amounts to 6.1% (831kN).

However, including the theoretical tangential stresses that affect the different elements of the bicellular box in this same section, 39.3% of the shear would need to be absorbed by the side webs, 57.1% by the internal web and 3.6% by the lower inclined flange. Hence, we can infer that the diaphragm's flexibility transfers a certain amount of load from the external webs to the internal web, to a greater or lesser extent according to the proximity to the support.

Figure 46 shows the variation of the tangential stresses due to the shear force in each web in the area of the deck close to pier 2, according to the finite elements model.

As we can see, stresses in the side webs become equal to the central web's stresses in those sections further away from the pier. On the other hand, if we look at the sections near the diaphragm, we can observe a significant decrease in the tangential stresses of the external webs, with the load being transferred to the central web, which has to be sized to resist it.

Table 4 displays the shear forces corresponding to the values in Figure 45.

According to the theory of strength of materials, the ratio between the shear force absorbed by the internal web and the shear force transmitted by the external webs should be:

$$\frac{Q_{d\,int}}{Q_{d\,ext}} = \frac{57.1}{30.3} = 1.453$$

As can be seen in the previous table, this ratio is exceeded in sections located at an approximate distance of one-fifth of the span length (~ 8.0m) to the pier section, where it is almost doubled.

The shell model described here was also used for the calculation of the reinforcement of the upper concrete slab. The reinforcement chart of the longitudinal reinforcement of the upper slab is based on the results of this calculation. This finite element model was also used for the design of the support diaphragms, as can be seen in Figure 46.

ce de chapa. En la Figura 44 se muestra el modelo de uno de los vanos no atirantados, prescindiéndose de los elementos de la losa superior de hormigón, de forma que se puede observar la disposición de los diafragmas intermedios.

Un estudio detallado, por ejemplo, de la pila 2, muestra que, para una reacción de 27.250 kN (en diseño), con un cortante total máximo en la sección de 13.625 kN, 8.960 kN son transmitidos por el alma central (65'8%), mientras que 3.830 kN lo son por las dos exteriores (28'1%). Es interesante destacar la contribución del ala inferior del tablero en la transmisión de los esfuerzos cortantes, a la que habría que atribuir el 6'1% de ellos, que suponen 831 kN.

Por el contrario, si integramos las tensiones tangenciales teóricas que aparecerían en los diferentes elementos del cajón bicelular en esta misma sección, obtenemos que las almas exteriores habrían de resistir el 39'3% del cortante, que la interior habría de absorber el 57'1%, y el ala inferior inclinada el 3'6% restante. Se deduce que el fenómeno de la flexibilidad del diafragma transfiere carga de las almas exteriores a la interior, en grado variable según la proximidad al apoyo.

La Figura 45 muestra la variación de las tensiones tangenciales debidas el es-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

fuerzo cortante en cada alma en la zona del tablero cercana a la pila 2, obtenidas del modelo de elementos finitos.

Se observa que en las secciones más alejadas de la pila las tensiones en las almas exteriores se igualan a las de la central. En cambio, al estudiar las secciones más próximas al diafragma, las tensiones tangenciales de las almas exteriores disminuyen notablemente, de forma que se produce una transferencia de carga al alma central, que ha de ser dimensionada para poder resistirla.

Los valores de la Figura 46 se traducen en los esfuerzos cortantes recogidos en la Tabla 4.

Según la teoría de resistencia de materiales, la relación del cortante que absorbe el alma interior respecto al que transmiten las exteriores debiera alcanzar un valor de:

$$\frac{Q_{d,int}}{Q_{d,ext}} = \frac{57.1}{30.3} = 1,453$$

Tabla 4. Distribución del cortante en las almas en zona próxima a apoyo
Table 4. Shear force distribution in the webs close to the support

DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE ENTRE LAS ALMAS			
Elemento	**P2 -2**	**P2 -1**	**P2**
Espesor chapa alma interior (mm)	20	25	35
Espesor chapa almas exteriores (mm)	20	25	30
Cortante por alma interior, $Q_{d,int}$ (kN)	3200	5600	8960
Cortante por almas exteriores, $Q_{d,ext}$ (kN)	2240	3360	3830
$Q_{d,\,int}$ / $Q_{d,\,ext}$	1.429	1.667	2.339

Como se puede observar en la tabla anterior, esta relación es sobrepasada desde una distancia aproximada de 1/5 de la longitud del vano (≈ 8'0 m) hasta la sección de pila, llegando ahí casi a duplicarse.

El modelo de láminas descrito ha servido, asimismo, para el dimensionamiento y armado de la losa superior de hormigón. El despiece de la armadura longitudinal de la losa superior se obtiene a partir de los resultados que arroja este cálculo. Igualmente, este modelo de elementos finitos ha servido también para realizar el dimensionamiento de los diafragmas de apoyo, como se ve en la Figura 46.

4.3. Cálculo del mástil

La presencia de los tirantes de retención permite, como ya se ha dicho, actuar de forma eficaz sobre el estado tensional

4.3. Pylon design

As previously said, the retention stays facilitate an efficient control of the stress distribution in the different sections of the pylon, as they counteract the stresses caused by the deck's suspended loads.

If we analyse the pylon's response to live loads, it can be seen that the bending forces the pylon's base is subjected to are not negligible at all. For this reason, the back staying system was designed in such a way that the bending forces introduced in the pylon would be slightly higher than those caused by the live loads, in order to avoid the cyclic alternation of high compressive and tensile stresses.

Accordingly, every tensioning of the front stays has been balanced by a "counter-tensioning" of the back stays, not only to equilibrate the bending moments that the front stays generate in the pylon, but also to counteract in advance

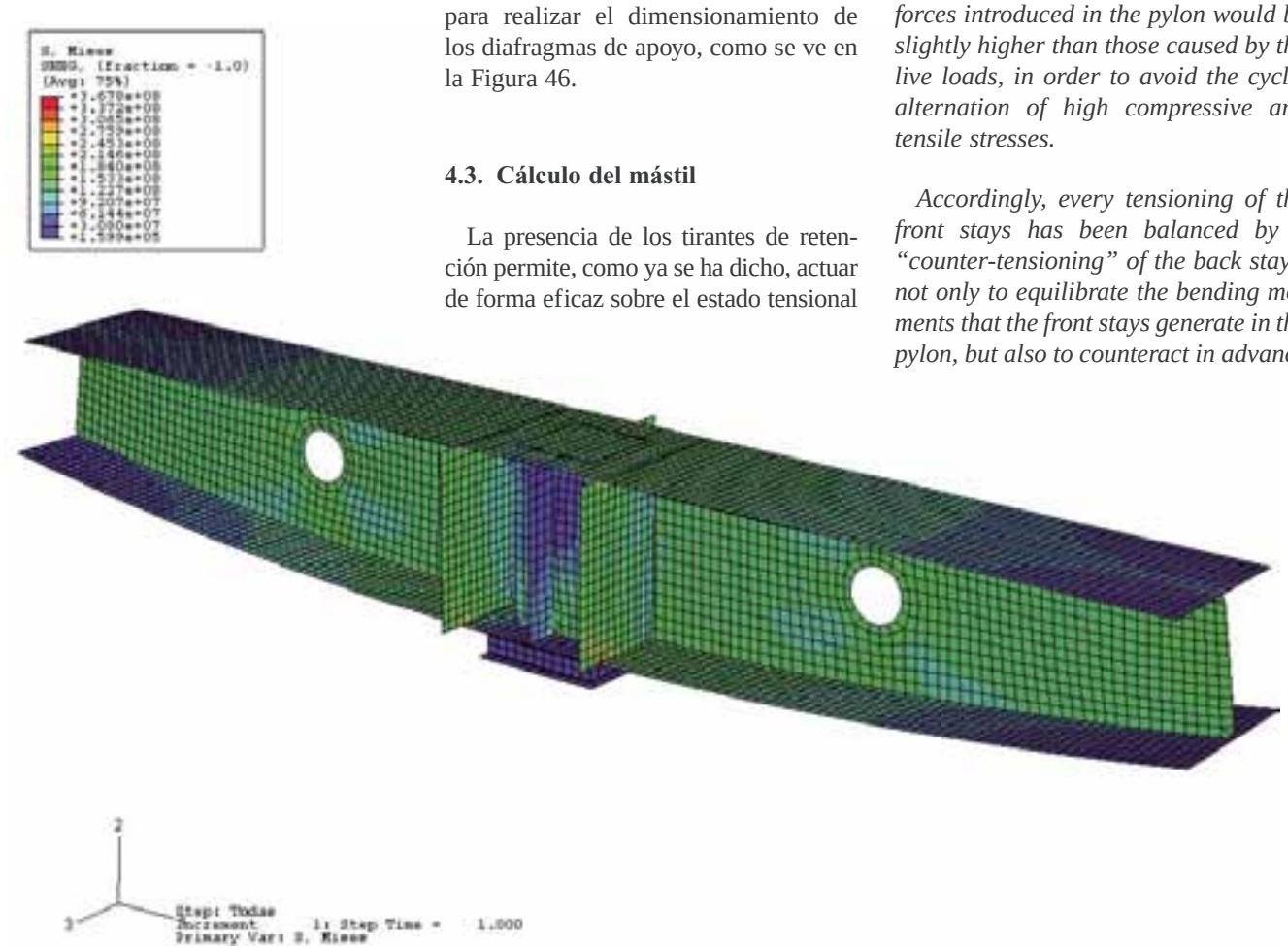


Figura 46. Modelo para el cálculo de diafragmas de apoyo.
Figure 46 Model for the support diaphragms análisis.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 5. Características mecánicas del mástil
Table 5. Mechanical properties of the pylon

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL MÁSTIL				
	Área (m^2)	I Long (m^4)	I Transv (m^4)	I Torsión (m^4)
Sección inferior	0.739	0.579	1.853	0.353
Sección superior	1.109	0.073	0.226	0.154

part of the internal forces due to the suspended loads. Besides, we decided to make use of the tensioning of the back stays to introduce in the pylon a permanent bending clearly higher than the internal moments introduced by the suspension live loads, since there is higher uncertainty in the response of the pylon-stay-deck system to those loads.

Table 5 shows the mechanical properties of the pylon's cross-section.

Figures 47 and 48 show the internal forces applied to the pylon in every stage of the construction process, extracted from the three-dimensional frame model created for the longitudinal calculation of the deck.

As can be seen, the previously discussed "counter-tensioning" is accomplished during the second tensioning stage (once the temporary supports have been removed and the slab of the deck has been fully poured and hardened). This counter-tensioning is slightly reduced by the suspension of the dead load.

Figure 49 displays the diagrams of maximum internal forces and stresses throughout the height of the pylon, in the permanent state and in the governing hypothesis in serviceability state.

The pre-design of the pylon's plates was carried out following the linear theory of strength of materials. A finite element model was created to represent the whole pylon with 4-node plate elements of 10cm x 10cm (Figure 50). The diaphragms connecting the stays were also included. This showed that the diaphragms behave in two different ways: both transmitting forces between stays and stiffening the pylon's plate.

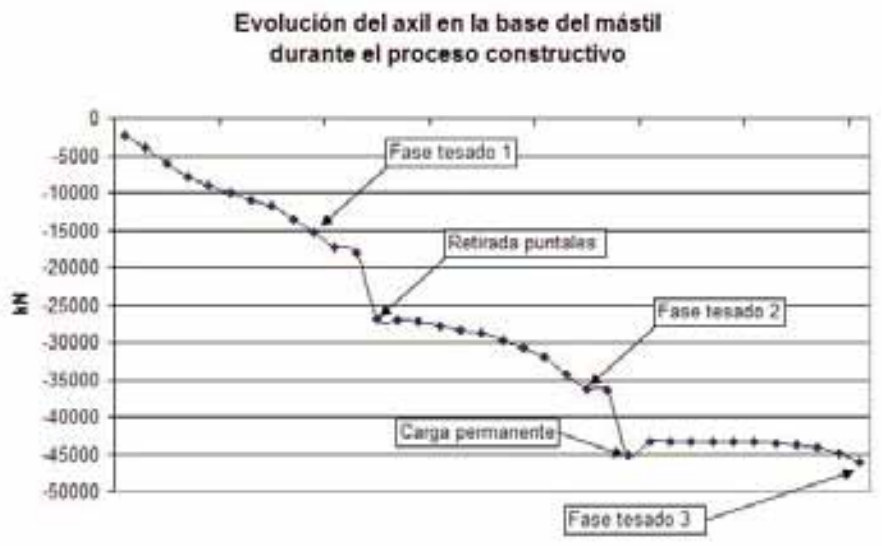


Figura 47. Evolución del axil en la base del mástil durante el proceso constructivo.
Figure 47. Evolution of the axial force at the base of the pylon throughout the construction process.

de las distintas secciones del mástil, contrarrestando los esfuerzos provocados por las cargas suspendidas del tablero.

Analizando la respuesta del mástil ante las sobrecargas de uso, se comprueba que en ningún caso son despreciables los esfuerzos de flexión que solicitan la base del mástil, por lo que se ha optado por realizar un atirantamiento trasero que introduzca unos esfuerzos de flexión en el mástil ligeramente mayores a los de sobrecarga, de manera que no haya alternancia cíclica de elevadas tensiones de compresión y de tracción.

De esta forma, a cada tesado de los tirantes delanteros se ha opuesto un "contratesado" de los tirantes traseros que no sólo equilibra los esfuerzos de flexión que ejercen los primeros sobre el mástil, sino que adelanta parte de los esfuerzos debidos a las cargas suspendidas. En este sentido, además, se ha preferido introducir con el tesado de los tirantes traseros una flexión permanente en el mástil netamente superior a la introducida por las sobrecargas suspendidas, ante la mayor incertidumbre en la respuesta del conjunto mástil – tirante – tablero frente a dichas cargas.

Las características mecánicas de la sección transversal del mástil se muestran en la Tabla 5.

Del modelo de barras tridimensional confeccionado para el cálculo longitudinal del tablero se pueden aislar los esfuerzos que solicitan el mástil en cada una de las fases del proceso constructivo, tal y como se muestra en las Figuras 47 y 48.

Como puede comprobarse, es durante la segunda fase de tesado (ya con el tablero desapeado y completamente hormigonado) cuando se realiza el "contratesado" referido anteriormente, que queda ligeramente rebajado con la suspensión de las cargas permanentes.

Asimismo, se muestran en la Figura 49 las leyes de esfuerzos y tensiones máximas a lo largo de la altura del mástil en la situación permanente y pésima en servicio.

El predimensionamiento de la chapa del mástil se ha realizado con teoría lineal de resistencia de materiales. Además, se ha creado un modelo de ele-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

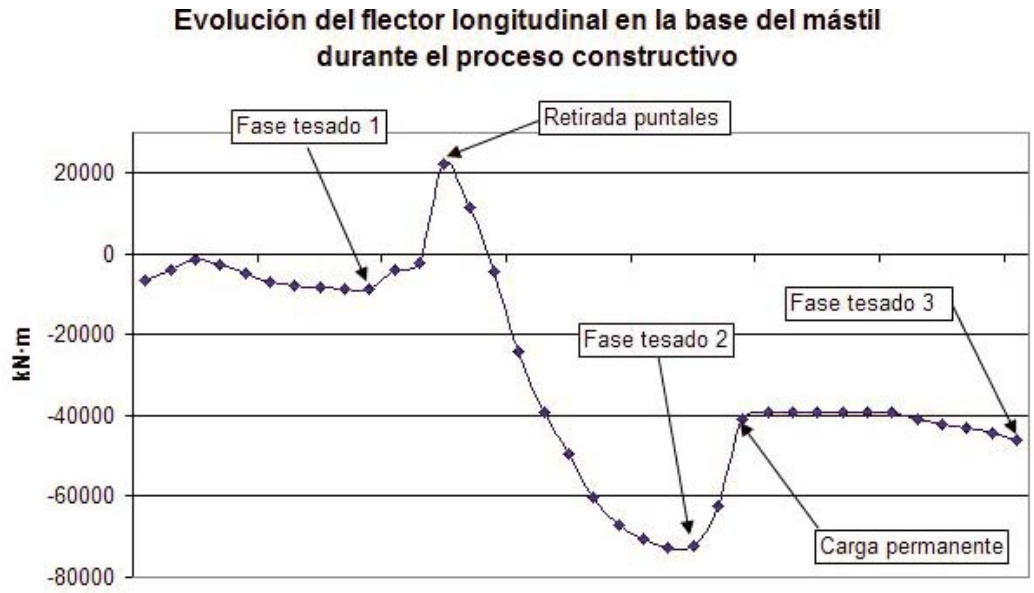


Figura 48. Evolución del flector en la base del mástil durante el proceso constructivo.
Figure 48. Evolution of the bending moment at the base of the pylon throughout the construction process.

mentos finitos que representa el conjunto del mástil con elementos placa de 4 nodos y 10x10 cm (Figura 50). Se han incluido, asimismo, los diafragmas que conectan los tirantes, pudiéndose comprobar que funcionan tanto como transmisores de fuerzas entre tirantes como de rigidizadores de la chapa que constituye el mástil.

Sobre este modelo se han introducido cargas tanto de ELS y ELU, comprobándose las flechas en el primero y las tensiones en el segundo. Se han permitido plastificaciones parciales en ELU que no comprometan la estabilidad del conjunto.

Según muestran los estudios realizados, el rígido arriostramiento tanto

Both SLS and ULS loads were introduced in the model, checking deflections and stresses, respectively. Partial yielding was permitted in ULS, without affecting the stability of the structure.

According to different analyses performed the rigid transverse and longitu-

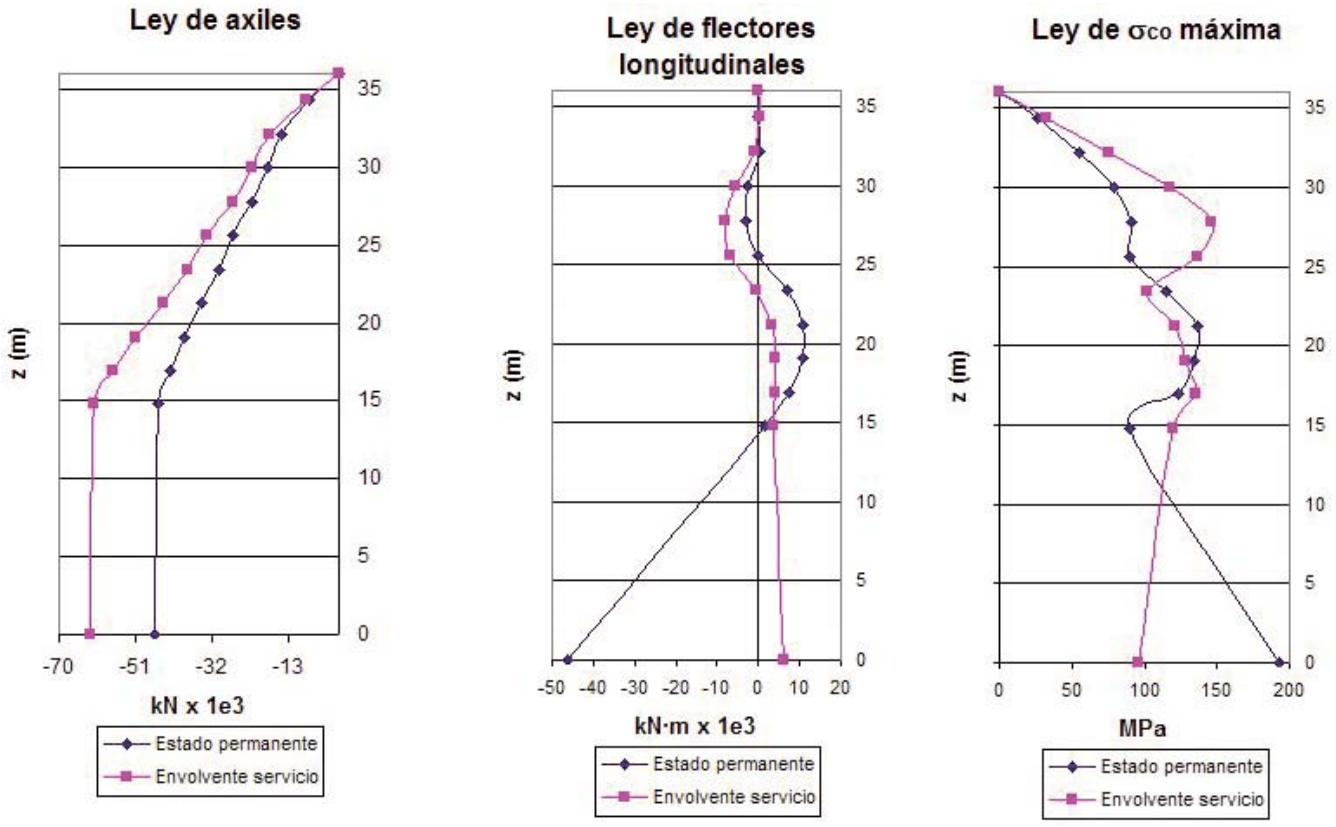


Figura 49. Leyes de esfuerzos y tensiones en el mástil
Figure 49 Diagrams of internal forces and stresses in the pylon.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

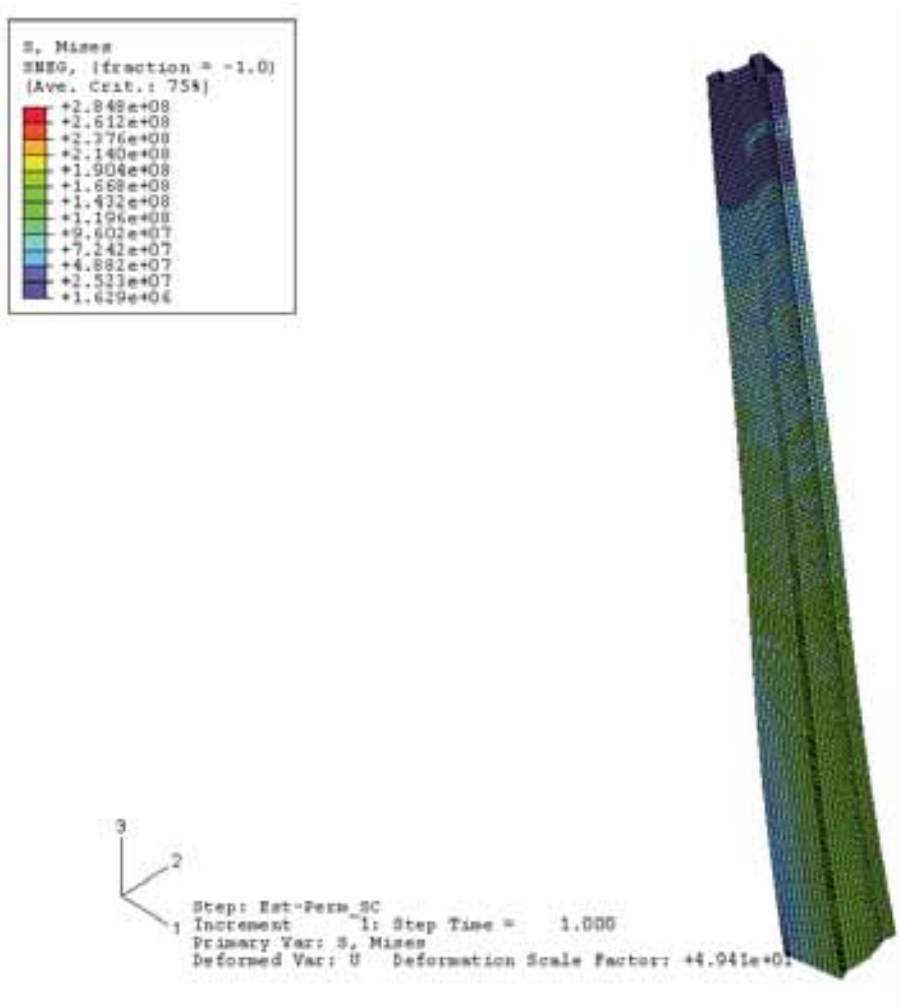


Figura 50. Modelo de elementos finitos para el análisis del mástil.
Figure 50. Finite element model for the pylon análisis.

dinal bracing of the stays completely discards any risk of global instability.

4.4. Tensioning project

Once the construction process was completely defined, we developed the tensioning project.

The following parameters were calculated for every stage of the construction process and for every tensioning of the stays:

- *tensioning loads of each stay;*
- *axial forces accumulated in each stay;*
- *angle formed by each stay with the horizontal, in the upper and lower anchorages; and*
- *relative and absolute XYZ coordinates of the edge points of each stay.*

In this case, the formulation of the catenary cable was used to obtain the stays angles in the anchorages [7].

Figure 51 shows the comparison between the theoretical axial forces of each stay (obtained from the deck's longitudinal calculation model) and the axial forces obtained from the on-site weighing. As we can see, the accuracy of the computational model and the reliability of the tensioning process are clearly demonstrated both in the front stays (TD in the figure) and in the back stays (TT), with maximum deviations per stay of less than 10% and average deviations of less than 1%.

Regarding the stress checks in the stays, the maximum stresses are within the usual range of 0.40 to 0.45 f_u in most cases. However, optimization of those stays further away from the abutment (stays 9 and 10) could not be achieved because of the relatively low efficiency of these stays, as previously discussed.

transversal como longitudinal que representan los tirantes aleja completamente cualquier riesgo de inestabilidad global.

4.4. Proyecto de tesado

Una vez definido completamente el proceso constructivo se realizó el proyecto de tesado.

Para cada una de las fases del proceso constructivo, y para cada operación de tesado de un tirante, se calcularon los siguientes parámetros:

- Cargas de tesado de cada tirante.
- Axiles resultantes acumulados en cada tirante.
- Ángulo con la horizontal de cada tirante en el anclaje superior e inferior.
- Coordenadas relativas y absolutas XYZ de los puntos extremos de cada tirante.

En este caso, para la obtención de los ángulos de los tirantes en los anclajes se trabajó con la formulación del cable como catenaria [7].

En la Figura 51 se muestra la comparación entre los axiles teóricos de cada tirante (obtenidos del modelo de cálculo longitudinal del tablero) y los axiles resultado del pesaje en obra. Como puede comprobarse, tanto en los tirantes delanteros (TD) como en los traseros (TT) quedan manifestadas la bondad del modelo de cálculo y la fiabilidad en el proceso de tesado, con desviaciones máximas por tirante inferiores al 10% y desviaciones promedio inferiores al 1%.

En cuanto a las comprobaciones tensionales en los tirantes, en la mayoría de ellos las tensiones máximas están en el rango habitual de 0'40 – 0'45 f_u. Sin embargo, en los tirantes más alejados del estribo (tirantes 9 y 10) no es posible lograr un aprovechamiento óptimo del tirante, dada la relativa poca eficacia de estos tirantes, como ya se ha expuesto anteriormente. Como dato basta comprobar que en el tirante delantero nº 10, por ejemplo, el porcentaje de axil por carga suspendida no sobrepasa el 20%.

Las restricciones en la carrera de tensión por consideraciones de fatiga en este caso no resultan condicionantes, tal y como podría preverse al evaluar el ratio de sobrecarga de uso frente a peso

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

propio y carga permanente, que se sitúa en este viaducto en el entorno de 0'35.

4.5. Cálculo del estribo 1

En el cálculo del estribo 1 se distinguen dos situaciones de cálculo: fase de construcción y fase de servicio.

Durante la fase de construcción todavía no se han construido las vigas de conexión entre el cuerpo principal y los macizos de anclaje. Sobre el cuerpo principal actúan su peso propio y el empuje de las tierras situadas en su trasdós. El esquema estructural que se considera es el clásico de estribo en ménsula.

En la fase de servicio todos los elementos (cuerpo principal, vigas de conexión y macizos de anclaje) del conjunto ya se encuentran conectados y están fuertemente relacionados entre sí. El esquema estructural de funcionamiento es tipo pórtico. Este comportamiento estructural como un pórtico fue estudiado, en primera aproximación, mediante un modelo matricial de barras. En este modelo para simular el terreno de cimentación se admite la hipótesis de que la zapata del estribo se apoya sobre terreno elástico. Así pues, la vinculación de la estructura al terreno se materializa mediante unos elementos tipo muelle vertical y a rotación. La constante de muelle fue deducida a partir del módulo de balasto del material de cimentación, que según el Estudio Geotécnico toma un valor de 300.000 kN/m^3.

Posteriormente, nos hemos apoyado en un modelo de elementos finitos tridimensional, para el que se han empleado elementos cúbicos de tipo sólido. Con este modelo de elementos finitos se han corroborado los resultados obtenidos en el modelo de barras y, además, se han abordado aquellos problemas, que dada su naturaleza, no eran recogidos por dicho modelo (Figura 52).

En esta fase de servicio actúa sobre el estribo el sistema de fuerzas autocompensadas introducido por el atirantamiento, así como las reacciones del tablero sobre el cuerpo principal. En la Figura 53 se puede observar el sistema de fuerzas del atirantamiento actuando sobre el conjunto del estribo 1.

Como se puede observar el tablero introduce en el cuerpo principal del estribo una reacción horizontal de 51.514 kN, que son compensadas por los 14.680 kN de reacción del mástil y los 36.834 kN (2 x 18.417 kN) que reciben los macizos de anclaje, llegando al cuerpo principal a través de las vigas de conexión.

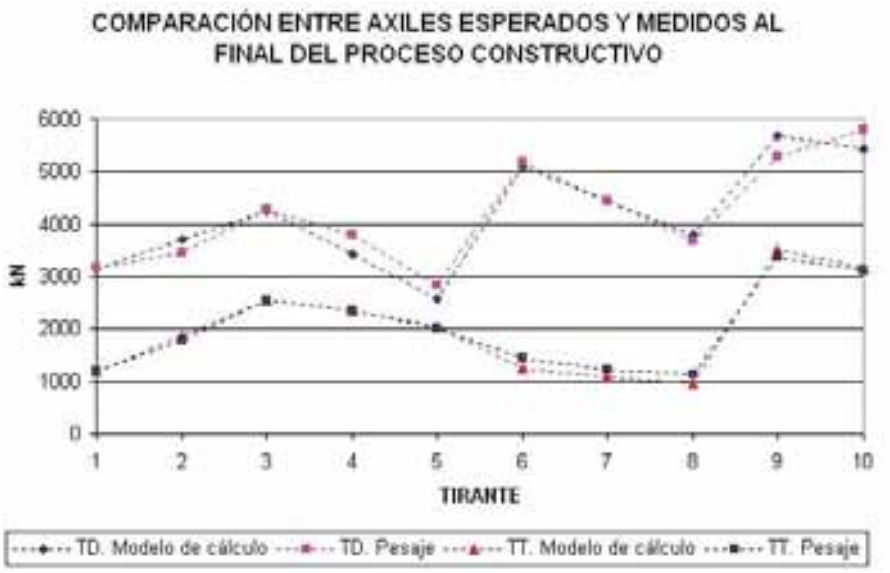


Figura 51. Comparación de axiles teóricos y de pesaje en distintas fases del proceso constructivo
Figure 51. Comparison of theoretical and actual axial forces in different stages of the construction process

En el cuerpo principal se prestó especial atención al control de las tensiones transmitidas al plano de cimentación (cuya tensión admisible es de 0'60 MPa). Los cálculos realizados (admitiendo un comportamiento elástico y lineal del terreno de cimentación y zapata suficientemente rígida) arrojaron una tensión de pico de 731 kN/m^2 (inferior a 1'25 σ_{adm}). Para verificar este comportamiento se estudió, mediante el modelo de elementos finitos, la transmisión de la reacción vertical del mástil, a través del macizo situado en el trasdós del cuerpo principal, hasta la cimentación de dicho cuerpo principal. Este estudio indicó que las dimensiones de este macizo eran suficientes para permitir una adecuada difusión de la carga vertical de 51.514 kN concentrada en la base del mástil hacia el plano de cimentación.

Por otra parte, con el modelo de elementos finitos también se estudió la introducción de la fuerza horizontal transmitida por el tablero, a través de los cuatro apoyos de neopreno confinado ya descritos, en el cuerpo principal del estribo. Esta fuerza se introduce por el

For example, the percentage of axial force per suspended load does not exceed 20% in the front stay number 10.

Fatigue restrictions in the stress range reasons do not govern in this case, as could be predicted by analysing the ratio between live load and self-weight and permanent load, which is in the range of 0.35 for this viaduct.

4.5. Calculation of abutment 1

Two different situations can be distinguished in the design of abutment 1: construction and service.

During construction, the beams connecting the main body and the back anchorage blocks have not been constructed yet. The loads affecting the main body are its self-weight and the horizontal load of the earth pressure at its batter. The chosen structural typology was the classic cantilever abutment.

During service, all the different elements of the system (main body, connecting beams and anchorage blocks) are already connected and strongly interrelated. In this case, the structure behaves as a bending frame. This structural behaviour was studied at first with a frame element model. This model assumes that the abutment footing rests on elastic ground. Accordingly, the interac-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

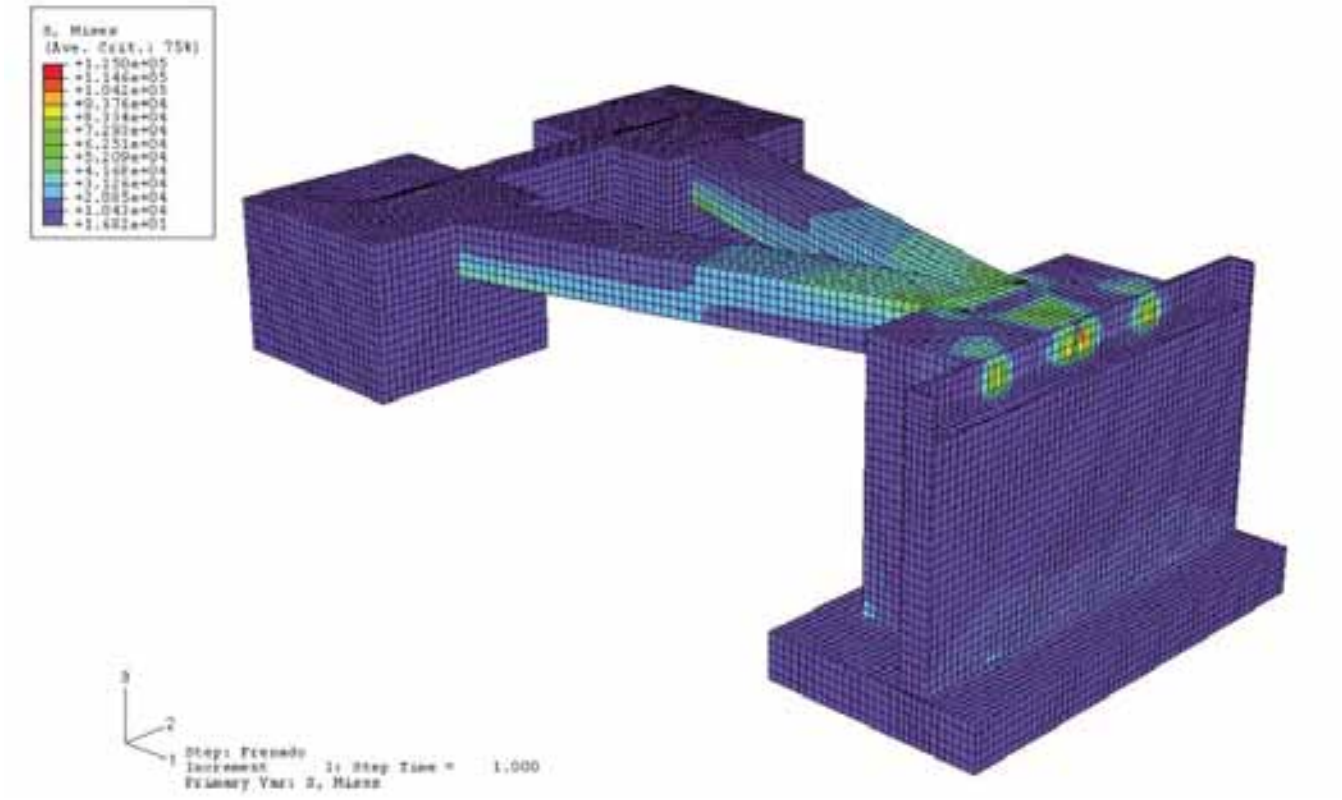


Figura 52. Modelo de elementos finitos del estribo 1.
Figure 52. Finite element model for abutment 1.

tion between the structure and the soil underneath can be represented by vertical and rotational springs. Their characteristic stiffness constant was deduced using the foundation modulus of ballast, (300,000kN/m³, according to the geotechnical analysis).

Subsequently, we used a three-dimensional finite element model with cubic solid elements. This model confirmed the results obtained with the bars model and allowed us to deal with those problems which could not be covered by the bars model, due to their specific nature (Figure 52).

In this service phase, the actions affecting the abutment are the system of self-compensated loads introduced by the staying and the deck's reactions, acting over the main body. Figure 53 shows the system of staying forces acting over the whole abutment 1.

As can be seen, the deck transmits a horizontal reaction of 51,514kN into the abutment's main body, compensated by the 14,680kN pylon reaction and the 36,834kN (2 x 18,417kN) resisted by the anchorage blocks, which then reaches the main body through the connecting beams.

As for the main body, special attention was given to controlling the stresses transmitted to the foundations, being limited by a maximum allowable stress of 0.60MPa. Calculations results showed a peak stress of 731kN/m² (lower than 1.25 σ_{adm}), assuming an elastic and linear behaviour of the foundation ground and a sufficiently rigid footing. *In order to verify this behaviour, the finite element model was used to study the transmission of the pylon's vertical reaction through the block at the back of the main body down to the main body's foundations. According to the results of this study, the size of the block was sufficient to allow an adequate distribution of the vertical load of 51,514kN, concentrated in the pylon's base, at the bottom of the foundations.*

Furthermore, the finite element model was also used to analyse the introduction of the horizontal force transmitted by the deck into the abutment's main body through the pot bearings. This force is introduced through the abutment's intrados along a 10m width and has to concentrate at the back in the connecting point with the beams. This phenomenon generates a series of horizontal stresses that need to be properly

intradós del estribo a lo largo de una anchura de 10 m y debe concentrarse, en el trasdós, en la unión con las vigas de conexión. Este fenómeno genera una serie de tracciones horizontales que deben ser convenientemente armadas.

El modelo de elementos finitos resultó especialmente útil en el diseño y armado de los macizos de anclaje traseros. Habitualmente el anclaje de los tirantes de retención se suele realizar en la base de los macizos (de esta forma el peso del macizo consigue equilibrar la componente vertical de los tirantes). Sin embargo, en el caso del Viaducto de Escaleritas, las pequeñas dimensiones de la glorieta situada a la entrada del puente y la proximidad de los edificios adyacentes impedían retrasar aún más la posición de los macizos. Así pues, el anclaje de los tirantes ha de realizarse en la parte superior de estos elementos. Este hecho obliga a "colgar" el peso del macizo hasta el punto de anclaje, con el fin de conseguir el necesario equilibrio de fuerzas. La forma de conducir el peso hasta el punto de anclaje provoca en el macizo una serie de campos tensionales, que han de ser convenientemente armados. A través del modelo de elementos finitos se detectaron las direcciones principales de las tracciones y compresiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

A partir de estas direcciones principales se elaboraron una serie de modelos de bielas y tirantes, con los que se realizó el armado final de los macizos de anclaje de los tirantes traseros [8].

Finalmente, el estudio de las direcciones principales de las tensiones locales que se producen en el punto de anclaje de los tirantes de retención permitió realizar el dimensionamiento de

resisted by an adequate steel bars reinforcement.

The finite element model was especially useful for the design and rein-

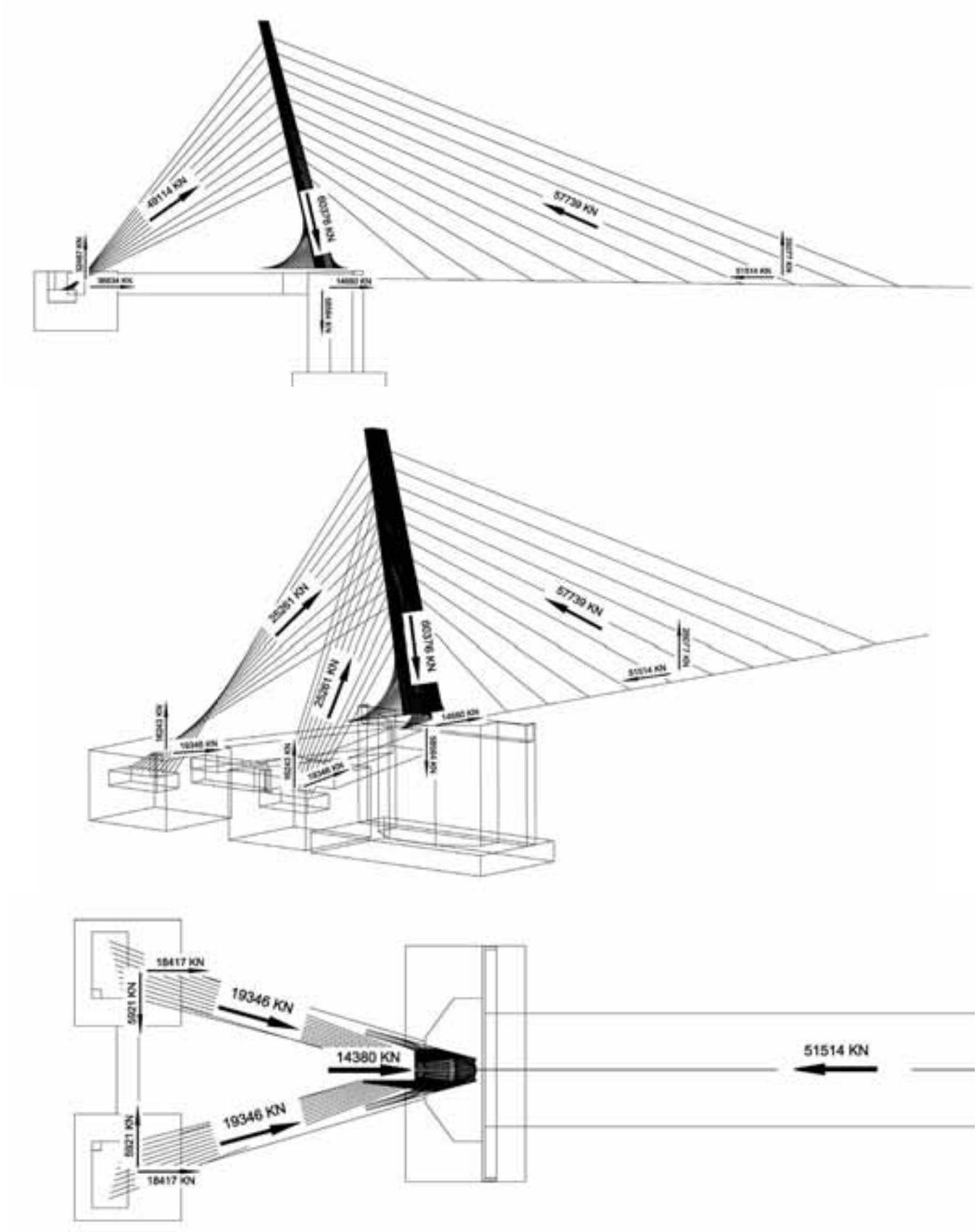


Figura 53. Sistema de fuerzas introducido por el atirantamiento.
Figure 53. System of forces introduced by the staying.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

forcement of the back anchorage blocks. Retention stays are usually anchored at the base of the blocks, so that the block's weight can equilibrate the vertical component of the stays. Nevertheless, in this particular case, the location of the blocks could not be pushed further back due to the reduced size of the roundabout at the entrance of the bridge and the proximity of the adjacent buildings. For this reason, the stays had to be anchored at the upper section of the blocks. As a consequence, the block's weight had to be "moved" towards the anchorage point in order to achieve the necessary balance of forces. The way in which the weight is driven to the anchorage point causes a series of tensile stress fields that need to be adequately resisted by the reinforcement. The finite element model was used to detect the main directions of the tensions and compressions.

On the basis of these main directions, a number of models for stays and connecting rods were created in order to carry out the final reinforcing of the anchorage blocks [8].

Finally, the analysis of the main directions of the tensions at the retention stays anchorage points was the basis for the design of the reinforcement in the anchor zone.

REFERENCES

[1] Puentes urbanos. Ingeniería y Territorio, no. 65. 2003.

[2] L. Fernández Troyano, et al. The bridge over the river Lérez at Pontevedra, Spain. L'industria italiana del cemento, no. 725. 1997.

[3] R.P. Johnson. Composite Structures of Steel and Concrete. Blackwell Publishing. 2004.

[4] D. Collings. Steel-Concrete Composite Bridges. Thomas Telford. 2005.

[5] J.J. Arenas, M.J. Pantaleón. El Viaducto de la Arena en la Autovía del Cantábrico. Hormigón y Acero, no. 196. 1995.

[6] R. Walter, B. Houriet, et al. Cable Stayed Bridges. Thomas Telford. 1998.

[7] Cable Structures. Max Irvine. Dover Publications. 1992

[8] J. Romo, M. Schlaich, H. Corres. Análisis de grandes elementos de hormigón armado. Aplicación práctica del método de las bielas y tirantes. Hormigón y Acero, no. 195. 1995.

la armadura de zunchado y refuerzo necesaria.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Puentes urbanos. Ingeniería y Territorio, nº 65. 2003.

[2] L. Fernández Troyano, et al. The bridge over the river Lérez at Pontevedra, Spain. L'industria italiana del cemento, nº 725. 1997.

[3] R.P. Johnson. Composite Structures of Steel and Concrete. Blackwell Publishing. 2004.

[4] D. Collings. Steel – Concrete Composite Bridges. Thomas Telford. 2005.

[5] J.J. Arenas, M.J. Pantaleón. El Viaducto de la Arena en la Autovía del Cantábrico. Hormigón y Acero, nº 196. 1995.

[6] R. Walter, B. Houriet, et al. Cable Stayed Bridges. Thomas Telford. 1998.

[7] Cable Structures. Max Irvine. Dover Publications. 1992

[8] J. Romo, M. Schlaich, H. Corres. Análisis de grandes elementos de hormigón armado. Aplicación práctica del método de las bielas y tirantes. Hormigón y Acero, nº 195. 1995.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

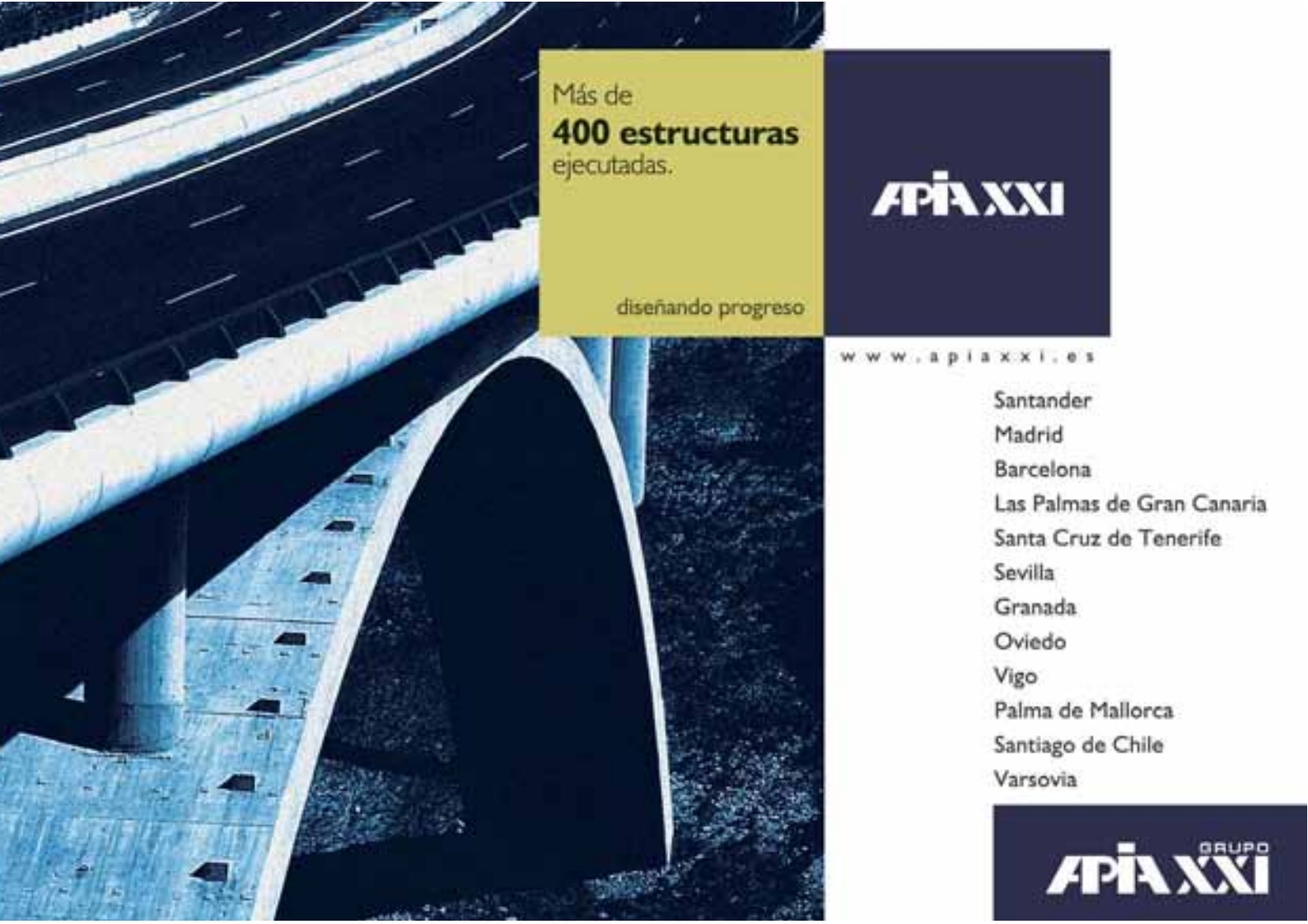
FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

- Nombre de la obra / *Project Name:* Estructura de Conexión Escaleritas – Feria del Atlántico.
- Financiación / *Financing:* Excmo. Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria y Cabildo de Gran Canaria.
  Las Palmas de Gran Canaria City Council and Gran Canaria Island Council.
- Promotor / *Promoter*: Excmo. Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria.
  Las Palmas de Gran Canaria City Council.
- Autores del Proyecto / *Project Authors*: Marcos J. Pantaleón Prieto
  y Óscar Ramón Ramos Gutiérrez (APIA XXI, S.A.).
- Ingeniero de Caminos, Director de las Obras / *Civil Engineer, Works Manager*: Marcos J. Pantaleón Prieto
  (APIA XXI, S.A.)
- Empresa Constructora / *Contractor*: DRAGADOS
- Taller Metálico / *Metal Workshop*: MEGUSA
- Sistema de atirantamiento / *Staying System*: FREYSSINET
- Asistencia Técnica y Control de Calidad / *Technical Assistance and Quality Assurance*: APIA XXI, S.A.
- Coordinación de Seguridad y Salud / *Health and Safety Management*: GEURSA

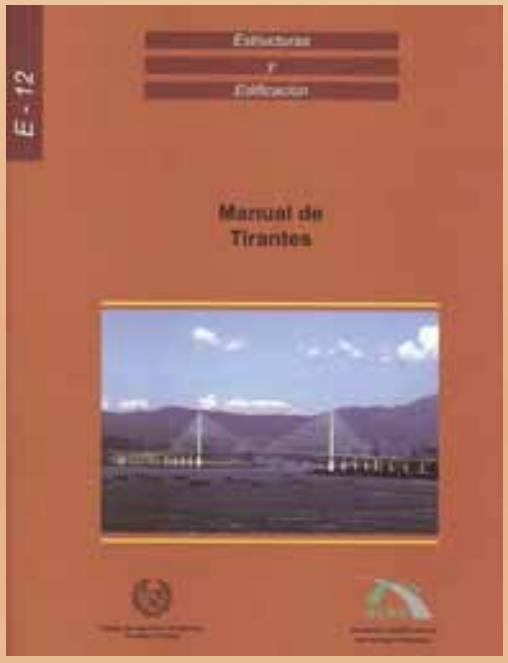
PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA / *STRUCTURE'S MAIN UNITS*

	Cuantías por m^2 de tablero	Cuantías por m^3 de homigón en el elemento
TABLERO Y TIRANTES		
Acero estructural en tablero S355J2G3	248.59 kg/m^2	–
Acero estructural en mástil S355J2G3	56.84 kg/m^2	–
	125.05 Kg/m^2 (referido al vano atirantado)	–
Hormigón HA-40	0.20 kg/m^2	–
Acero pasivo B500S	74.55 kg/m^2	372.8 kg/m^3
Acero en tirantes Y 1860 -15.7 mm	13.65 kg/m^2	–
	30.04 kg/m^2 (referido al vano atirantado)	–
PILAS Y CIMENTACIONES DE PILAS		
Hormigón HA-30	0.19 m^3/m^2	–
Acero pasivo B500S	14.83 kg/m^2	80.0 kg/m^3
ESTRIBO 1		
Hormigón HA-25	1.05 m^3/m^2	–
Hormigón HA-40	0.23 m^3/m^2	–
Acero pasivo B500S	14.83 kg/m^2	11.5 kg/m^3
ESTRIBO 2		
Hormigón HA-30	0.04 m^3/m^2	–
Acero pasivo B500S	5.43 kg/m^2	149.1 kg/m^3

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



MANUAL DE TIRANTES



CAPÍTULO 1. Introducción
CAPÍTULO 2. Sistemas de tirantes e instalación.
CAPÍTULO 3. Detalles de proyecto.
CAPÍTULO 4. Cálculo.
CAPÍTULO 5. Durabilidad, inspección y mantenimiento.

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 224 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados	34,00 €
– Precio venta al público	42,00 €

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 **www.ciccp.es**

SECRETARÍA DE ACHE
Tel. 91 336 66 98 - **www. e-ache.net**

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026