Proyecto de cubierta del velódromo de Dos Hermanas

Project for the roof of the Dos Hermanas velodrome

Félix Escrig
Profesor de la ETSA de Sevilla

José Sánchez
Profesor de la ETSA de Sevilla

RESUMEN

En este artículo se describen los fundamentos geométricos básicos que han guiado el diseño de la Cubierta del Velódromo de Dos Hermanas [1] de tal modo que se haya alcanzado una especie de óptimo estructural, en el sentido de que con un mínimo de elementos se ha conseguido un patrón de forma limpio y de fácil derivación de cargas hacia la cimentación. Igualmente se han desarrollado los conceptos básicos del dimensionamiento y análisis estructural, todos ellos basados en la normativa vigente y sin recurrir a costosos cálculos aparte de los propios mediante elementos finitos. Y finalmente se hace un breve repaso de las fases constructivas mediante ilustraciones que muestran la evolución del montaje de la cubierta.

1. INTRODUCCIÓN. ANTEPROYECTO DE LA CUBIERTA

A instancia del Ayuntamiento de Dos Hermanas y, previo a su encargo, recibimos la sugerencia de hacer una propuesta competitiva y atractiva para cubrir un velódromo hasta ese momento descubierto (Figura 1), de tal modo que pudiera ampliar sus actividades liberando la parte central para desarrollo de otras actividades deportivas. El recinto, de forma oval, tiene unos ejes máximos de 145 por 114 m, como se ve en la Figura 2, no demasiado alejada de la planta del óvalo más conocido, el del Coliseo romano.

En respuesta a esa demanda presentamos unas imágenes que se acompañan a continuación (Figuras 3 a 7).

SUMMARY

This paper describes the basic geometrical criteria that have guided the design of the roof of the Dos Hermanas Velodrome [1] to achieve an optimum structure where only a few elements have been used to obtain a clear geometrical pattern that transmits loads directly to the foundations. Similarly, we have developed the basic



Figura 1. Estado inicial del recinto.
Figure 1. Initial state of the site.

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

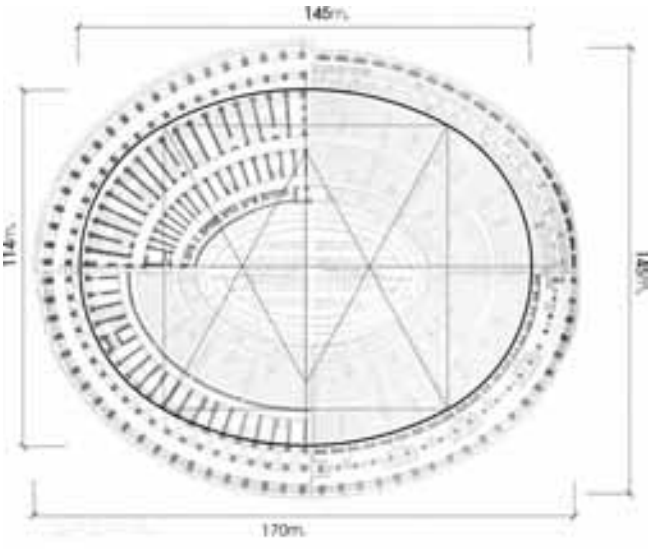


Figura 2. Dimensiones de la planta a cubrir comparativamente con la del Coliseo de Roma.
Figure 2. Dimensions of the surface to be covered, as compared with the Roman Colosseum.

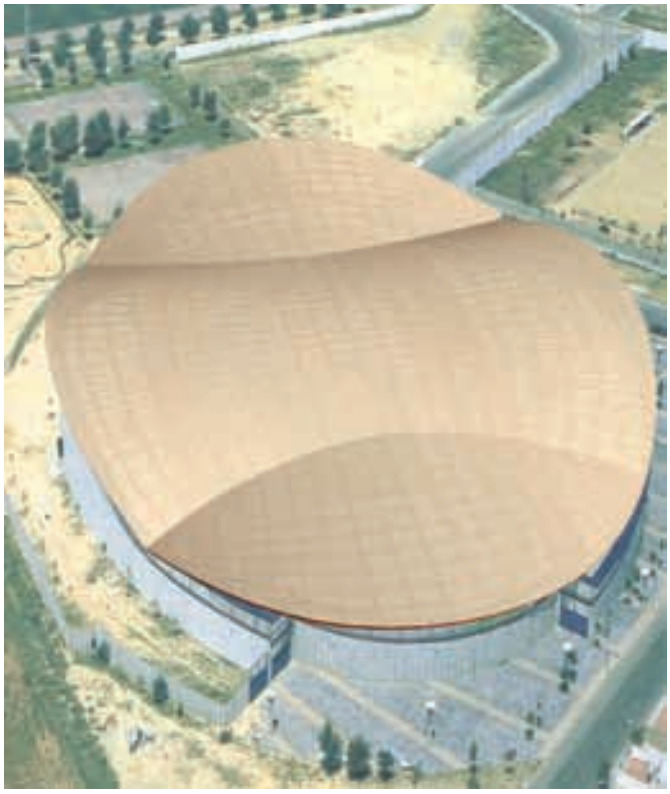
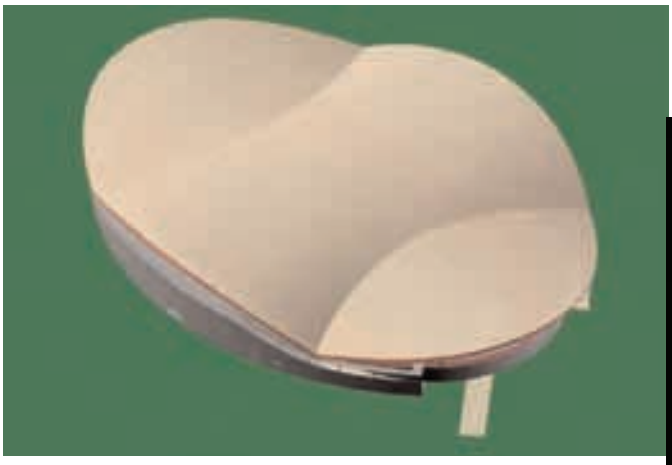


Figura 3. Imagen del recinto cubierto con la nueva propuesta.
Figure 3. Image of the site covered with the new proposal.



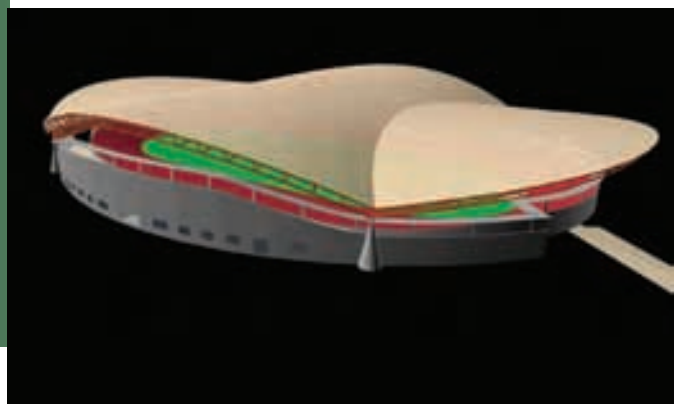


Figura 4. Perspectivas de la propuesta.
Figure 4. Views of the proposal.

concepts of dimensioning and structural analysis, based on current codes and without resorting to expensive calculations other than the finite element methods. Lastly, the construction phases are set out by means of step by step pictures that describe the erection of the roof.

1. INTRODUCTION. PRELIMINARY PROJECT OF THE ROOF

Upon a request from the Dos Hermanas Council and before the order was sent we received a suggestion to present a competitive and attractive proposal to cover a velodrome that had been uncovered up to then (Figure 1) so that it could extend its activities by freeing up the central section for other sporting activities. The building is oval-shaped, with maximum axes of 145 and 114 m, as shown in Figure 2, and is similar to the floor plan of the most famous oval in the world: the Colosseum in Rome.

In response to this request, we presented some images, which are included below (Figures 3 to 7).

The main goals of the proposal were as follows:

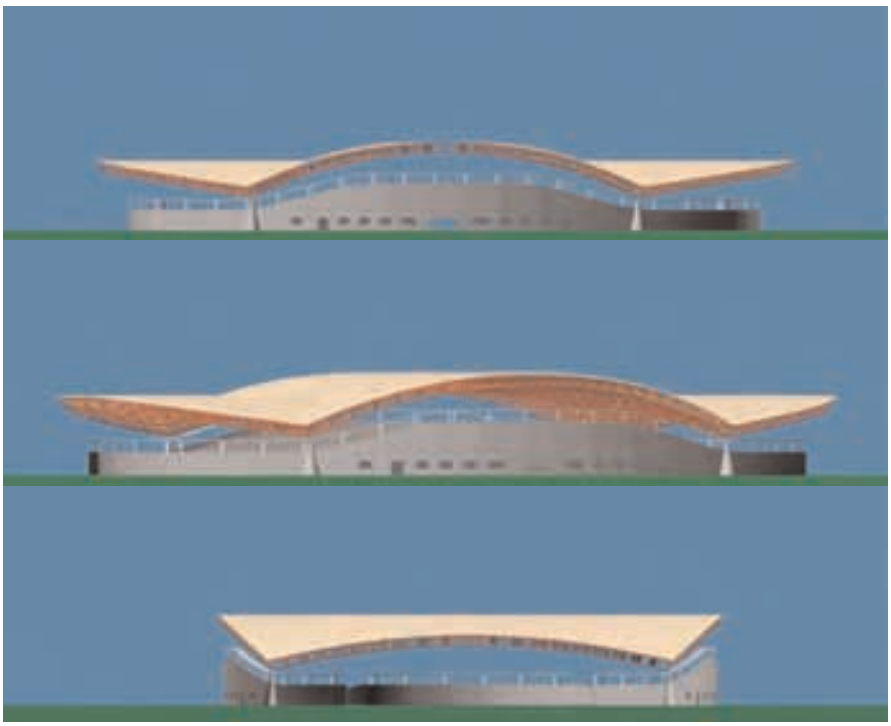
1. *To cover the building without altering the existing facilities in any way*

Los objetivos principales de la propuesta eran:

1. Cubrir el recinto sin alterar para nada las instalaciones existentes.
2. Resolverlo de una manera económica y poco convencional.
3. No elevar excesivamente la cubierta para no hacer una ostentación gratuita.

Como alternativa se propuso una cubierta deslizante de modo que pudiera descubrirse parte del recinto cuando la climatología lo requiriera, aunque finalmente fue desechada por la corporación municipal por no ser de especial interés en las latitudes de Dos Hermanas y por-

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



Figuras 5 a 7. Alzados de la propuesta.*Figures 5 to 7. Elevation drawings of the proposal.*

que incrementaba el coste del mantenimiento (Figuras 8 y 9).

Antes de llegar a esta propuesta se había planteado la posibilidad de utilizar una cubierta textil, lo que fue descartado por la poca seguridad que a largo plazo dan los materiales que la componen. Y una vez decantados por una malla metálica con cubierta de chapa, las geometrías consideradas se muestran en la Figura 10.

El problema de cubrir una superficie oval es complejo. Mientras que las formas esféricas desarrollan esfuerzos igualmente distribuidos, las elípticas sufren grandes variaciones que obligan a la utilización de barras de diferente sección.

Las soluciones infladas en la línea de los proyectos de Geiger-Berger [2] quedaban descartadas porque no se buscaba un cerramiento sino una cubierta. Muchas de estas soluciones tienen una pobre consideración porque necesitan un mínimo de mantenimiento.

Las soluciones con membranas pretensadas son siempre espectaculares. Sin embargo nosotros preferíamos una forma más tranquila.

Por lo tanto la malla de tubos fue la única solución considerada. Y en este



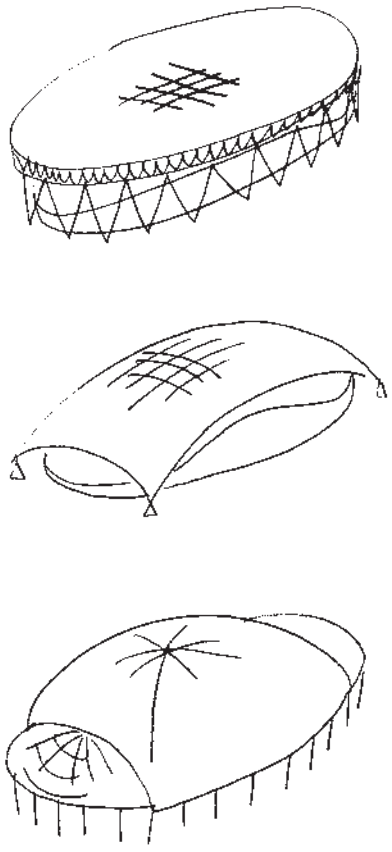
Figuras 8 y 9 Esquema de la cubierta deslizante cerrada y abierta.
Figures 8 and 9. Diagram of the sliding roof (closed and open).

2. *To find an economical and non-conventional solution*
3. *Not to raise the cover too much so as not to make gratuitous ostentation*

The alternative of a sliding roof was proposed so that part of the building could be uncovered whenever required because of the weather conditions. However, this option was finally discarded by the municipal government because it was not considered especially interesting in this geographical area and because it increased the maintenance cost (Figures 8 and 9).

Before deciding upon this proposal, the possibility of using a textile cover was also analysed. However, this was discarded because of the lack of reliability that the materials provide in the long term. Once the option of the metallic mesh with a plate cover was selected, the geometries considered were as shown in Figure 10.

Covering an oval surface poses complex problems. The stresses on spherical shapes are distributed evenly, but ellip-



Figuras 10. Alternativas de mallas metálicas de barras con apoyo en el contorno.
Figure 10. Alternatives for metallic bar meshes supported on the perimeter.

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

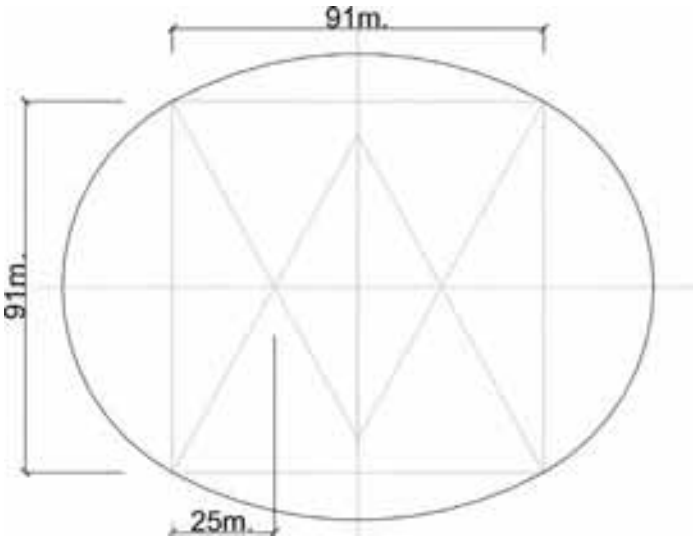


Figura 11. Separación de los soportes en planta.
Figure 11. Separation of the supports in the plan view.

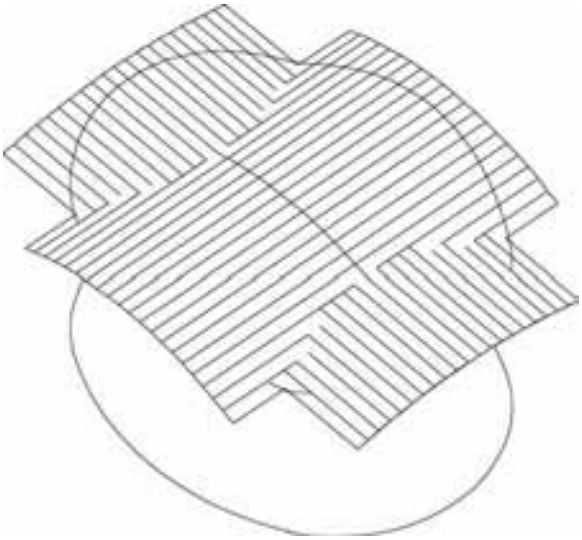


Figura 12. Intersección de dos cilindros.
Figure 12. Intersection of two cylinders.

caso sin formar triángulos porque nuestro equipo siempre ha evitado las celosías trianguladas por lo costoso de los nudos. En el precio final por metro cuadrado hemos demostrado que las mallas trianguladas son más caras que las rígidas. El único problema es que éstas últimas son de más difícil montaje para grandes superficies.

Otro interesante aspecto del diseño era la total independencia entre la cubierta y el edificio existente. No se quería mezclar dos obras tan distintas. Y como la superficie perimetral era escasa no había lugar a extenderse en grandes apoyos ni anclajes.

También interesaba dar una imagen de superficie flotante muy ligera a pesar de tratarse de una gran estructura con aspecto de una gigantesca tortuga. Se optó para ello por situar solo cuatro soportes perimetrales extremadamente delgados en la parte superior, localizados en los vértices de un cuadrado de 91 x 91 m para soportar una cubierta autónoma (Figura 11) [3].

Con esta solución se eliminaba la posibilidad de resolver el proyecto con una cubierta en elipsoide, seleccionando la intersección de dos cilindros, el principal con un radio de 99,6 m y el secundario con un radio de 173 m recortados en planta según la forma elíptica (Figura 12).

Los bordes libres, así, no sufrirían grandes esfuerzos puesto que las líneas de fuerza irían directamente a los apoyos (Figura 13).

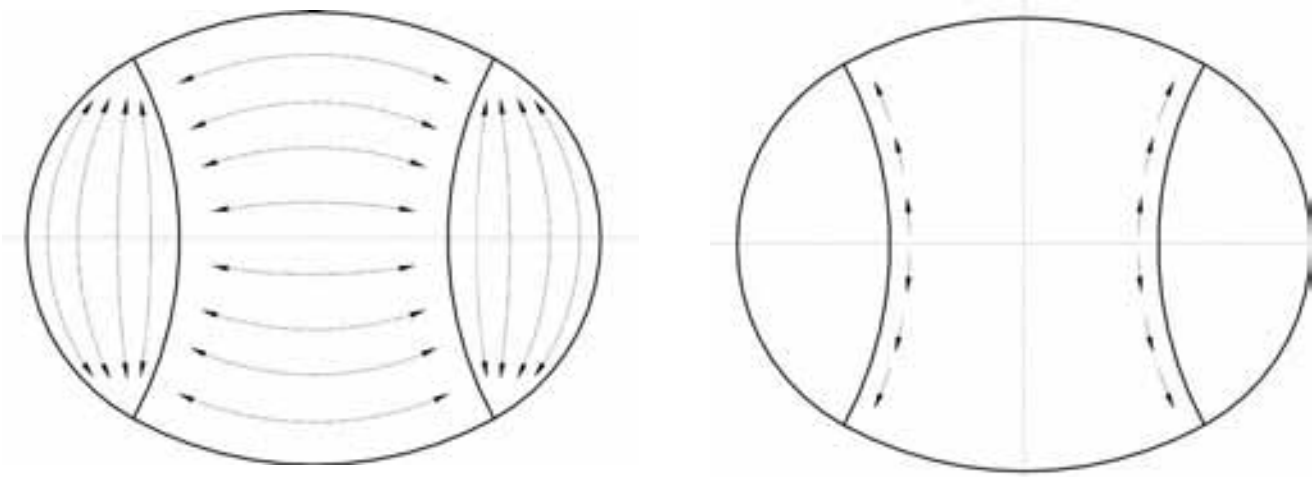


Figura 13. Trayectoria de los esfuerzos hacia los soportes.
Figure 13. Trajectory of the stresses to the supports.

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

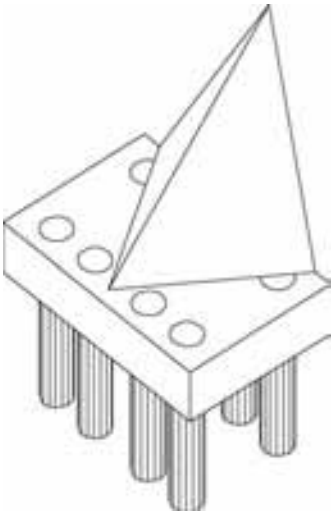


Figura 14. Esquema básico del soporte.
Figure 14. Basic diagram of the support.

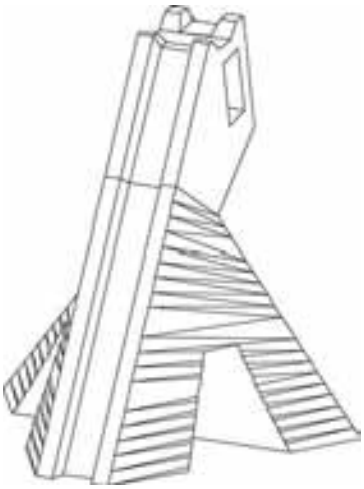


Figura 15. Forma definitiva del soporte.
Figure 15. Final shape of the support.

A partir de este momento había que ir definiendo algunos detalles específicos del proyecto y al resultado final se llegó tras muchos esquemas previos.

2. PLANTEAMIENTO PARA EL PROYECTO DEFINITIVO

El anteproyecto esbozado en el apartado anterior reflejaba bastante bien el aspecto final de lo que queríamos conseguir. Para los soportes, la forma cónica no era posible por las dificultades geométricas de encuentro con la estructura y optamos por una forma piramidal para que las fuerzas puntuales en la cabeza se distribuyeran en una zona amplia de la cimentación según se desprende de la Figura 14. Una vez adoptada esta forma se fue afinando hasta llegar al aspecto final de la Figura 15.

Esta forma obedece a la necesidad de que se encuentren en su cabeza tres grandes cajones de borde y de que el desagüe se produzca ordenadamente por la misma. Como se ve, la parte superior es de dimensión mucho más pequeña que la inferior para conseguir el aspecto de la idea inicial. Las caras más aparentes son formas alabeadas en paraboloide hiperbólico que se encofrarían mediante tablas. El canalón tiene una caída libre hacia unas rejillas de recogida de agua en la base. El acabado final de los soportes queda como se ve en la Figura 16 desde el exterior y en la Figura 17 desde el interior. Y la disposición en planta queda como se muestra en la Figura 18.



Figura 16. Vista del soporte desde el exterior.
Figure 16. View of the support from the outside.



Figura 17. Vista del soporte desde el interior.
Figure 17. View of the support from the inside.

tical surfaces show large variations so bars with different sections need to be used.

Inflated solutions such as those used in the Geiger-Berger projects [2] were discarded because the purpose of the project was not an enclosure, but a roof. Many of these solutions are not rated highly because they need a certain amount of maintenance.

Solutions with prestressed membranes are always spectacular. However, we preferred a calmer approach.

The bar mesh was therefore the only solution considered. In this case, no lattices would be formed because our team has always avoided them due to the high cost of the nodes. The final price per square metre has proven that lattice grids are more expensive than stiff grids. The only problem is that latter are more difficult to erect in large surfaces.

A further interesting aspect of the design is the total independence of the roof and the existing building. The purpose was to ensure that those two different structures did not mix, and since the perimeter surface was small, there was no need for large supports or anchors.

Another aim of the project was to present the image of a very light floating structure, even if in reality it is a huge structure that looks like a gigantic turtle. For this purpose, the option of placing only four extremely thin perimeter supports on the top part was selected. These supports would be located on the corners of a 91 x 91 m square to support an independent roof (Figure 11) [3].

This solution eliminated the possibility of solving the project with an ellipsoid roof. The intersection of two cylinders was selected: the main one would have a radius of 99.6 m and the secondary one would have a radius of 173 m, with a plan view that followed the elliptical shape (Figure 12).

The free ends would therefore not need to withstand large stresses because the stress lines would be transmitted directly to the supports (Figure 13).

From this moment onwards, some specific project details had to be defined. The final result was achieved after many preliminary drawings had been prepared.

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

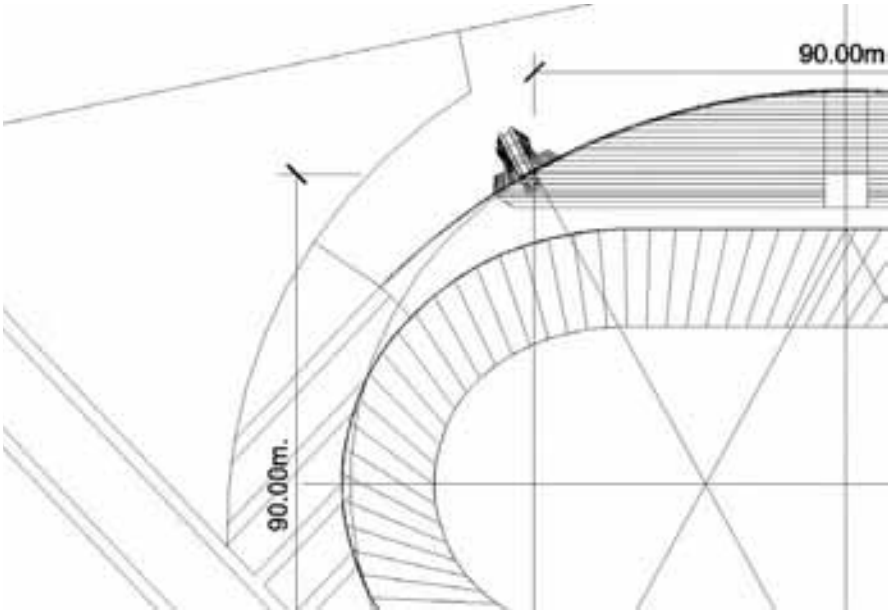


Figura 18. Vista de la planta en donde se han ubicado los soportes.
Figure 18. Plan view with the location of the supports.

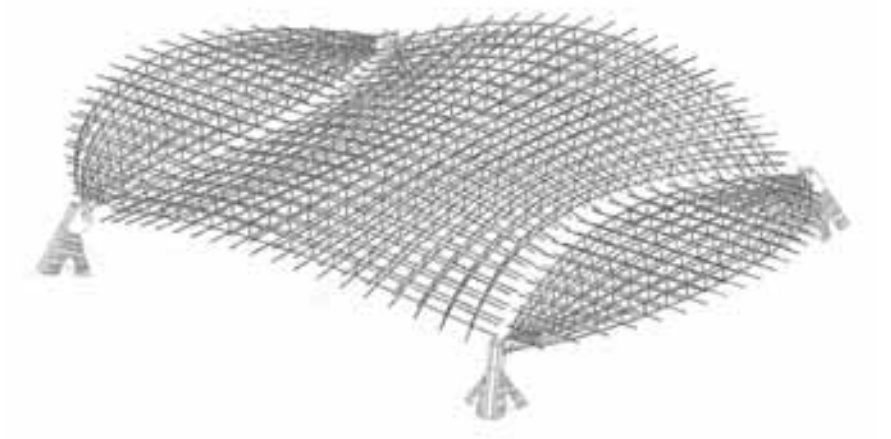


Figura 19. Aspecto general de la malla elegida sin incluir el remate de borde.
Figure 19. General view of the mesh selected without the perimeter finish.

2. APPROACH FOR THE FINAL PROJECT

The preliminary design set out in the previous section presented an accurate depiction of the final appearance we were aiming for. It was not possible to use conical supports because of the geometric difficulties of linking them to the structure, so we opted for a pyramid shape so that the point stresses at the head could be distributed throughout a wide area of foundations, as shown in Figure 14. Once this shape was applied, it was refined until the final shape shown in Figure 15 was obtained.

This shape responds to the need of having three large end caissons at the head and of having tidy drains along it. It can be seen that in order to obtain the appearance of the initial idea, the top part is much smaller than the bottom part. The most visible sides are hyperbolic paraboloid warped shapes formed with boards. The drain duct falls freely to the water collection screens at the base. The end finish of the supports is shown in Figure 16 (from the outside) and Figure 17 (from the inside). The plan view is shown in Figure 18.

This was the only concrete structure that was used for the development of the roof.

As regards the roof itself, we opted for a metallic mesh formed by a two-layer

La citada es la única obra de hormigón que intervino en el desarrollo de la cubierta.

En cuanto a la cubierta propiamente dicha, optamos por una malla metálica formada por una retícula de dos capas, separadas entre sí 250 cm y conectada en sus nudos por montantes también de tubos metálicos según se ve en la Figura 19.

La elección de esta malla podía ser problemática. En la literatura sobre el tema es de sobra conocido que las vigas sin triangular, vigas Vierendeel, son muy flexibles e inapropiadas para grandes dimensiones. Las vigas trianguladas tienen en algunos casos evidentes ventajas, pero también tienen inconvenientes, entre ellos que en el caso de construirse en dos direcciones, tienen uniones muy complicadas. En el caso de vigas rectas la comparación se decanta claramente del lado de las vigas trianguladas. En la Figura 20 se plantea la comparación de dos vigas de 62,28 m de longitud y 2,50 m de altura, una sin triangular y la otra triangulada [4 y 5].

El resultado es evidente. Para conseguir descensos parecidos es necesario utilizar cuatro veces más peso de acero en la viga sin triangular, y aún en este caso ninguna de las dos soluciones es aceptable por su gran deformabilidad.

Sin embargo, si en lugar de considerarlas rectas, se analizan elementos en arco, con una curvatura parecida a la del Velódromo, la desventaja se invierte y se puede construir el arco sin triangular con la mitad de peso (Figura 21). En los cuatro casos vistos, los descensos son inaceptables al haber limitado el análisis al control de que la resistencia de las secciones no se supera, sin controlar las flechas. Pero esta comparación ya advierte que se puede ir, con vigas sin triangular, a estructuras más ligeras y por tanto con menos carga y menos deformabilidad.

La conclusión obvia es que, con vigas curvas, las soluciones no trianguladas son más ligeras y funcionan mejor a igualdad de peso.

En lo que sigue no se considerarán las indicaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) puesto que en su momento no estaban en vigor y por tanto se utilizarán los criterios y nomenclaturas de Normas anteriores, fundamen-

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

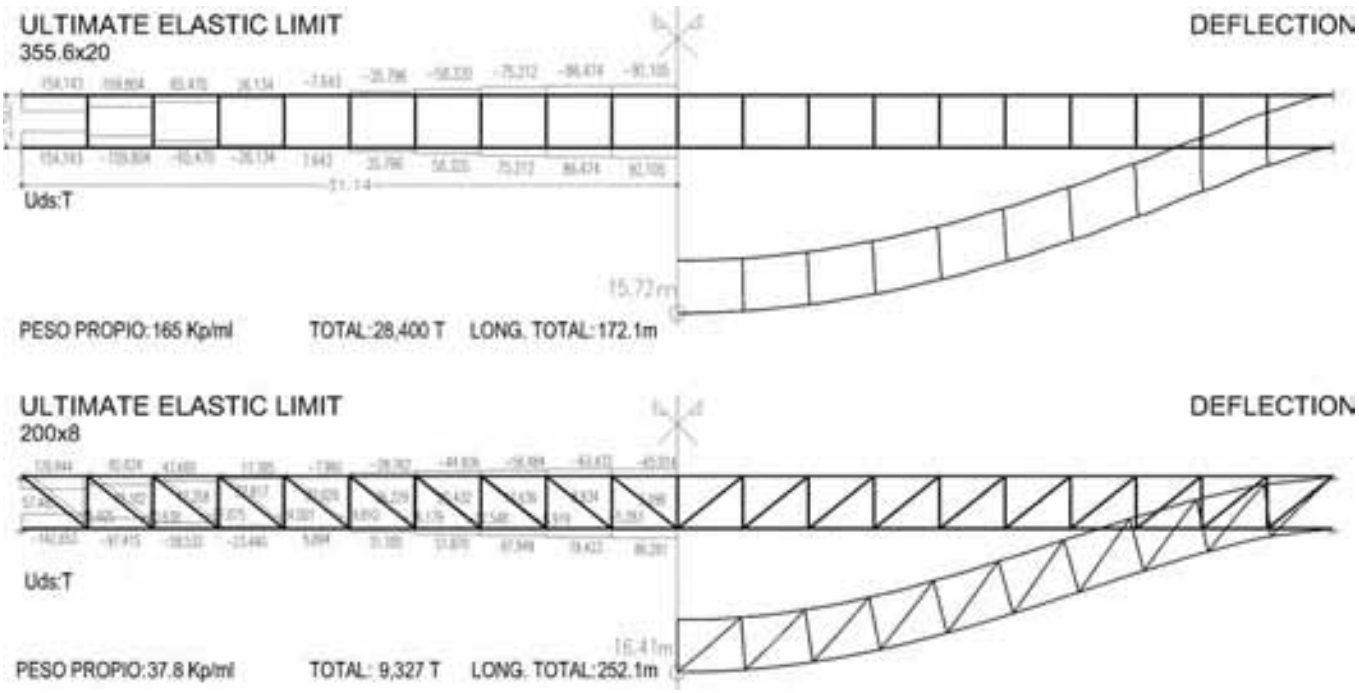


Figura 20. Comparación entre dos vigas rectas en celosía sin triangular y triangulada. Se han considerado secciones uniformes en cada caso, aquellas que no se agotan en ningún punto de la viga.
Figure 20. Comparison between two straight truss beams (latticed and non-latticed). Uniform sections which do not fail at any point of the girder have been considered in both cases.

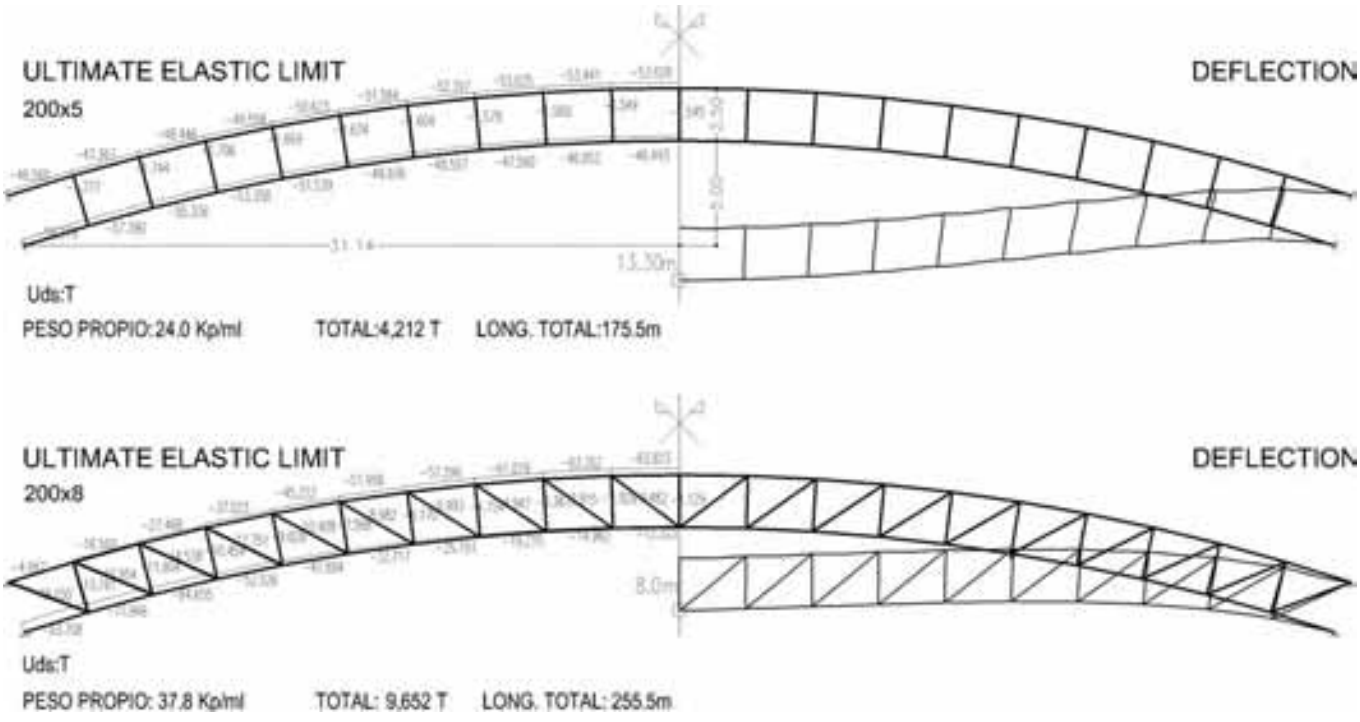


Figura 21. Comparación entre dos arcos en celosía sin triangular y triangulado. Se han considerado secciones uniformes en cada caso, aquellas que no se agotan en ningún punto del arco.
Figure 21. Comparison between two truss arches (latticed and non-latticed). Uniform sections which do not fail at any point of the girder have been considered in both cases.

talmente las normas básicas de la edificación, Estructuras de Acero en Edificación (NBE EA-95) y Acciones en la Edificación (NBE AE-88).

Para terminar las comprobaciones se intentó determinar qué espesor sería más conveniente para ahorrar peso. En la Figura 22 se observa que con el aumento de canto de 2,5 m a 5 m no se gana nada y se incrementa el peso. Sólo con un arco de una sola capa se ganaría algo en teoría, puesto que en la práctica, para obtener el mismo descenso se con-

lattice with a 250cm separation and with nodes connected by means of metallic bar members, as shown in Figure 19.

Selecting this mesh could cause problems. There is plenty of experience on

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

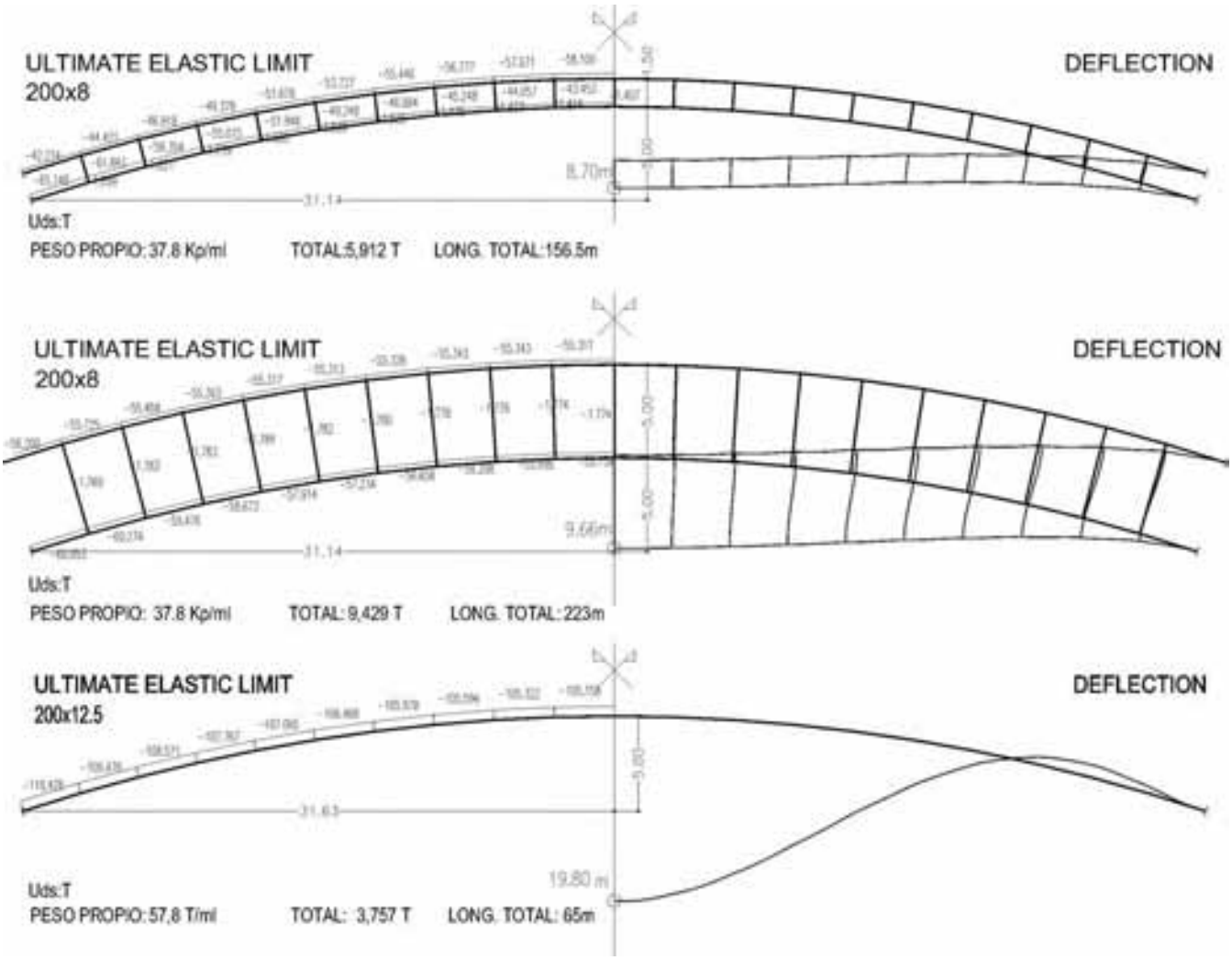


Figura 22. Comparación entre tres arcos en celosía sin triangular para distintos espesores de capa. Se han considerado secciones uniformes en cada caso, aquellas que no se agotan en ningún punto del arco.
Figure 22. Comparison between three non-latticed truss arches for different layer thicknesses. Uniform sections which do not fail at any point of the arch have been considered in both cases.

this issue that shows that beams that are not latticed, known as Vierendeel beams, are very flexible and not adequate for large dimensions. In some cases, lattice beams present clear advantages, but they also have drawbacks, including the fact that their joints are complicated if they are built in two directions. In the case of straight beams, the comparison clearly favours lattice beams. Figure 20 shows a comparison between a lattice beam and a non-lattice beam, with dimensions of 62.28 m in length and 2.50 m in height in both cases [4 and 5].

The result is clear. In order to attain similar reductions it is necessary to use four times more steel, and even in this case neither of the two options is acceptable because of their high deformability.

However, if arched elements with a curvature similar to that of the Velodrome are considered instead of straight elements, the drawback is reversed and the non-latticed structure can be built with half the weight (Figure 21). In the four cases analysed, the reductions are unacceptable because the analysis has been limited to monitoring that the resistance of the sections is not exceeded, but the sag has not been considered. Nevertheless, this comparison shows that lighter structures with less stress and deformability can be used with non-lattice beams.

The obvious conclusion is that, in the case of curved beams, non-lattice solutions are lighter and work better with the same weight.

The analysis below does not take into consideration the indications of the Código Técnico de la Edificación (CTE, Technical Building Code) because they were not in force at the time. Thus, the sumiría más material. De modo que finalmente se optó por una malla de 2,5 m de espesor.

Además de esta consideración también debía comprobarse el problema de pandeo, típico de las estructuras comprimidas, por el que bruscamente y sin avisar, la estructura se torna inestable debido a la aparición de desplazamientos laterales, y puede llegar al colapso [6]. Aplicando la formulación correspondiente se determina que el óptimo está en esta malla de 2,5 metros de espesor. El tratamiento de este problema se comenta posteriormente en el apartado 3.

En la Figura 23 se muestran los bordes que rematan la malla de la figura 19 y que permiten llevar todas las fuerzas a las cabezas de los soportes, quedando el conjunto según se ve en la Figura 24.

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



Figura 23. Esquema de los bordes de la malla y su conexión a los soportes.
Figure 23. Diagram of the perimeter of the mesh and its connection to the supports.

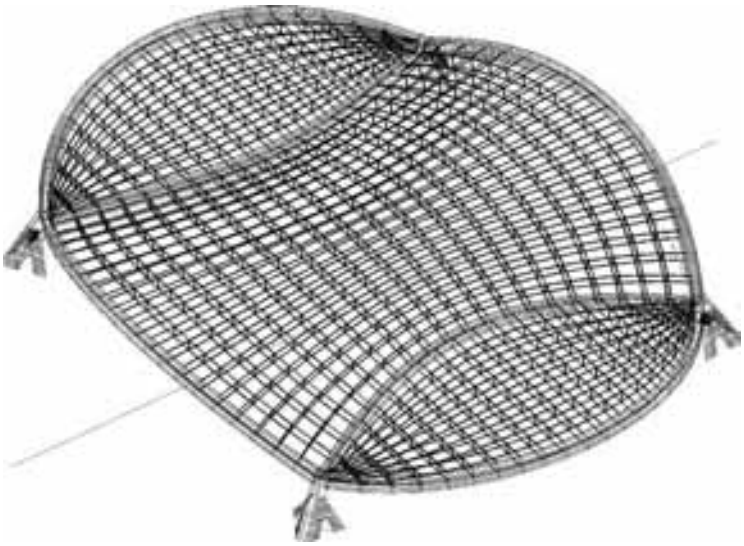


Figura 24. Esquema de conjunto de la malla con los nervios de borde y la conexión a los soportes.
Figure 24. Diagram of the mesh with the edge ribs and the connection to the supports.

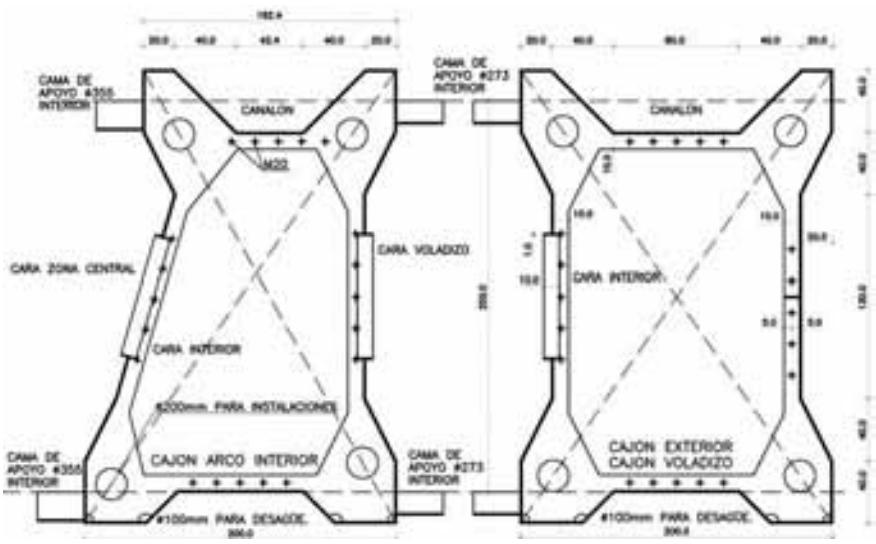


Figura 25. Conexión de la malla a una esquina.
Figure 25. Connection of the mesh to a corner.

criteria and identifications of previous standards shall be used, namely the basic construction standards, Steel Structures in Buildings (NBE EA95) and Actions in Buildings (NBE AE88).

To complete the verifications, the most convenient thickness to save weight was determined. Figure 22 shows how the increase in the beam depth from 2.5 m to 5 m does not provide any advantages and increases the weight. In theory, a single-layer arch would ensure a gain, but in practice it would be necessary to use more material to obtain the same deflection, so the option of a 2.5 mthick mesh was finally selected.

Apart from this consideration, the issue of buckling should also be verified. This is a typical problem of compressed structures, whereby they suddenly become unstable due to the appearance of side displacements and can even collapse [6]. When the corresponding formula is applied, the optimum thickness of the mesh is established at 2.5 m. This issue is dealt with in further detail in section 3.

Figure 23 shows the edges that finish the mesh in figure 19 and that transmit the stresses on the heads to the supports. The resulting complete assembly is shown in figure 24.

Several problems had to be solved for the design of this edge element. Firstly, it should have a height of at least 2.5 m so that the two levels of the inside mesh could be connected. Secondly, it should have a stiff front to prevent the bars from being in contact with a weak plate. Thirdly, the finish of the roof plates and the draining of water had to be ensured. Additionally, the caisson of the rib had to be stiff enough to ensure no parts of it could buckle. The section designed to ensure these aspects was as indicated in figure 25.

Figures 26 and 27 show the way in which the mesh connects to these end ribs and the solution of the corners, where it also connects to the supports.

3. CALCULATION AND ANALYSIS OF THE STRUCTURE

The most important consideration was to obtain the most adequate design

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

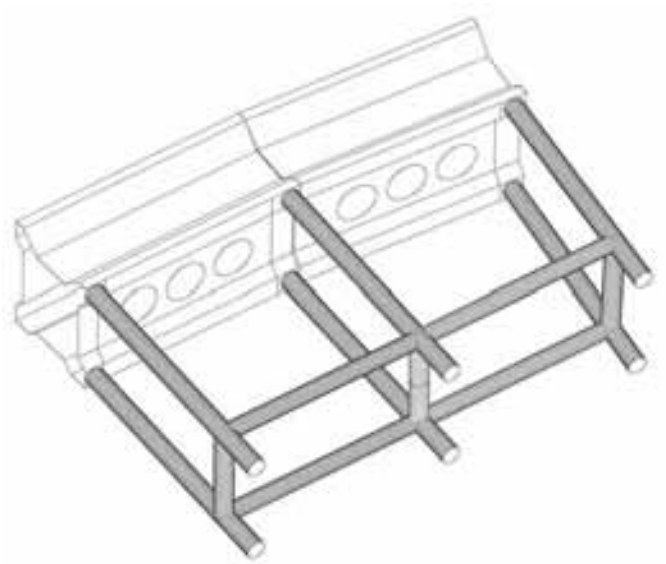


Figura 26. Sección de los cajones interior y de borde.
Figure 26. Section of the interior and edge caissons.

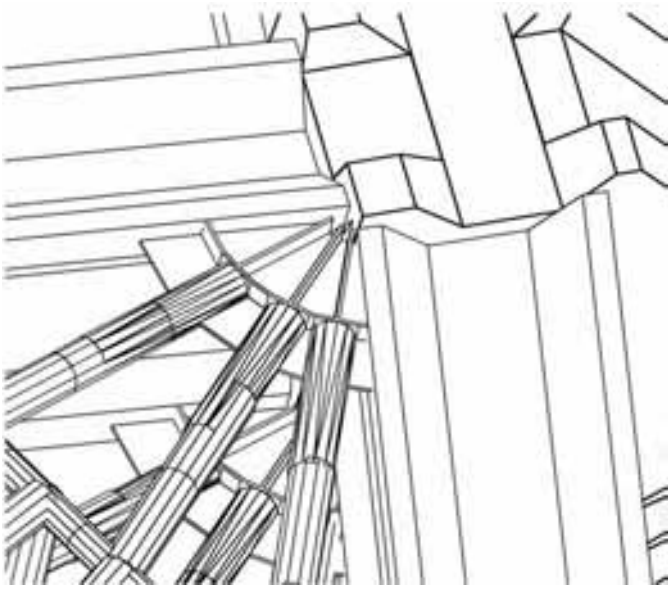


Figura 27. Conexión de la malla a los cajones de borde.
Figure 27. Connection of the mesh to the edge caissons.

while respecting the objectives proposed. However, given the large dimensions of the cover, in this case it was also necessary to adapt to the demands of the calculation.

The loads considered are set out in Table 1.

These load cases were combined in accordance with current regulations.

The cover has a large span and is very slender, with a depth of approximately L/40, which is small even for a laminar metallic structure, so the actions considered are immensely complex and the number of simple hypotheses to be considered is high.

Together with these simple hypotheses, a series of states that could lead to certain damage to the structure due to a structural failure of a bar have been identified under EMERGENCY.

Similarly, since the erection procedure is very important, the sequence of actuations on the structure and their provisional shoring were established. These are identified as ERECTION hypotheses.

As regards the consideration of the actions, the ones in code NBE EA95 were applied because they are more conservative than those in EUROCODE 3 (EC3).

The combinations of hypotheses considered are set out in Table 2.

El diseño de este elemento de borde precisaba resolver algunos problemas. En primer lugar debía tener al menos 2,5 m de altura para permitir conectar los dos niveles de malla interior. En segundo lugar debía presentar un frente rígido para que las barras no chocaran contra una débil chapa. Y en tercer lugar había que permitir el remate de las chapas de cubierta y su evacuación de aguas. Además el cajón del nervio debía ser lo bastante rígido como para que no pudiera abollarse en ninguno de sus puntos. La sección diseñada para garantizar estos aspectos fue la que se indica en la Figura 25.

Las Figuras 26 y 27 muestran la forma en que se conecta la malla a estos

Tabla1. Hipótesis de cargas
Table 1. Load hypotheses

Casos de carga *Load cases*	Peso propio *Dead weight*	Chapa cubierta de aislamiento *Plate roof + insulation*	Uso + nieve *Use + snow*	Peso instalaciones *Weight of facilities*	Viento *Wind*
1	Automático *Automatic*				
2		20 kp/m^2			
3			60 kp/m^2		
4				40 kp/m^2	
5	Cargas de viento ensayadas en un túnel de viento de acuerdo con la expresión q = 150 (c_{pi} - c_{pe}) *Wind loads tested in a wind tunnel in accordance with equation q = 150 (c_{pi} - c_{pe})*				
6	Análisis dinámico. Se consideraron únicamente los cinco primeros modos de vibración. *Dynamic analysis. Only the first five vibration modes have been considered.*				
7	Cambios de temperatura de +/- 30ºC. *Temperature variation +/- 30ºC.*				

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

nervios de borde y la solución de las esquinas donde conecta además con los soportes.

3. CÁLCULO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

Conseguir el diseño más adecuado que respetara los objetivos propuestos, era lo más importante. Pero, en este caso, dada la gran dimensión de la cubierta, era necesario adaptarse a las exigencias del cálculo.

Las cargas consideradas fueron las recogidas en la Tabla 1.

Estos casos de carga se combinaron de acuerdo con la normativa existente.

Al ser una cubierta de grandes luces y muy esbelta, ya que su canto es del orden de L / 40, proporción que incluso en forma laminar, para estructura metálica es reducida, las acciones a considerar tienen gran complejidad y por tanto, las hipótesis simples a tener en cuenta, son muchas.

Junto a estas hipótesis simples se incluyeron un conjunto de estados que pudieran prever determinados daños de la estructura por fallo estructural de alguna de las barras, hipótesis que se identificaron con el epígrafe de EMERGENCIA.

Igualmente, puesto que el procedimiento de montaje es muy importante, una vez establecida su secuencia se determinaban las acciones sobre la estructura y sus elementos de apeo provisional, denominando a estas hipótesis de MONTAJE.

En cuanto a la consideración de las acciones se utilizaron las de la NBE EA-95 por ser más conservadoras que las del EUROCÓDIGO 3 (EC-3).

Tabla 2. Combinación de esfuerzos
Table 2. Stress combination

NOMBRE *IDENTIFICATION*	COMBINACION *COMBINATION*
Ia	(H1 + H2 + H3 + H4) 1,33 + H5 1,5
I'a	(H1 + H2) 1,33 + (H3 + H4) 1,5 + H5 1,33
I"a	(H1 + H2)
Ib	(H1 + H2) 1,33 + (H3 + H4) 1,5
Ic	(H1 + H2) 1,33 + (H3 + H4) 1,5 + H5 1,5
II	(H1 + H2 + H3 + H4 + H5) 1,33
III	H1 + (H2 + H3 + H4) 0,5 + H5 0,25 + H6
IV	A la más desfavorable de las anteriores se le añadió el esfuerzo térmico teniendo en cuenta que, para un incremento de 30ºC, no se consideró carga de nieve. *The thermal stress was added to the most unfavourable of the above taking into account that no snow load was considered for a 30ºC increase.*

Las combinaciones de hipótesis consideradas se muestran en la Tabla 2.

3.1. Medida de las cargas del viento sobre la cubierta

Las cargas de viento que se emplearon en el cálculo de la cubierta se obtuvieron a partir del ensayo de un modelo a escala de la misma según se describe a continuación [7].

Se construyó un modelo del velódromo a escala 1:150 (Figura 28), con aglomerado de madera isotrópico (MFD), contrachapado finlandés de 1,2 mm,



Figura 28. Modelo a escala de la cubierta del velódromo.
Figure 28. Scale model of the roof of the velodrome.

3.1. Measurement of the wind loads on the roof

The wind loads used for the roof calculations were obtained by testing a scale model of the roof, as described below [7].

A 1:150 scale model of the velodrome was built (Figure 28) with medium density fibreboard (MDF), 1.2 mm thick Finnish plywood, beech wood and 2 mm thick methacrylate. The surfaces of the track, the stands and the side walls were made with plywood over a base of MDF, the structure was made with MDF ribs, and a layer of plywood was placed over it to simulate the roof itself. The plywood was replaced by methacrylate in one of the side cylinders so that the inside could be observed during the tests. The support pillars were modelled with four curved cones manufactured in beech wood. The attachment of the cover to the rib structure was done by means of four threaded rods with nuts and lock washers, located next to the supports.

92 pressure taps were installed on the roof, but only along half of the surface, in the positions shown in Figure

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

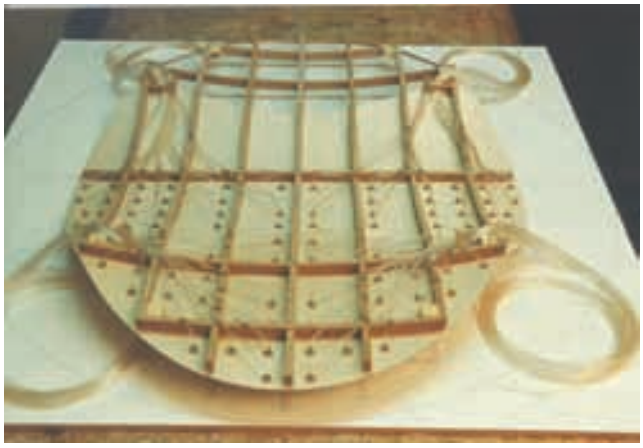


Figura 29. Vista de la cara inferior del modelo de la cubierta donde se aprecian las tomas de presión.
Figure 29. View of the lower side of the roof model, where the pressure taps can be seen.

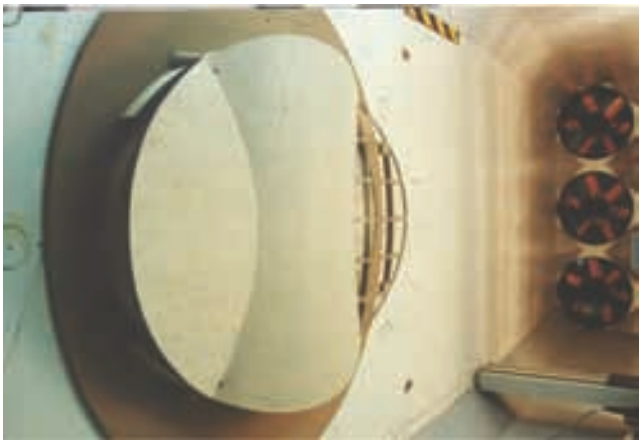


Figura 30. Modelo del velódromo situado en el túnel aerodinámico.
Figure 30. Model of the velodrome in the wind tunnel.

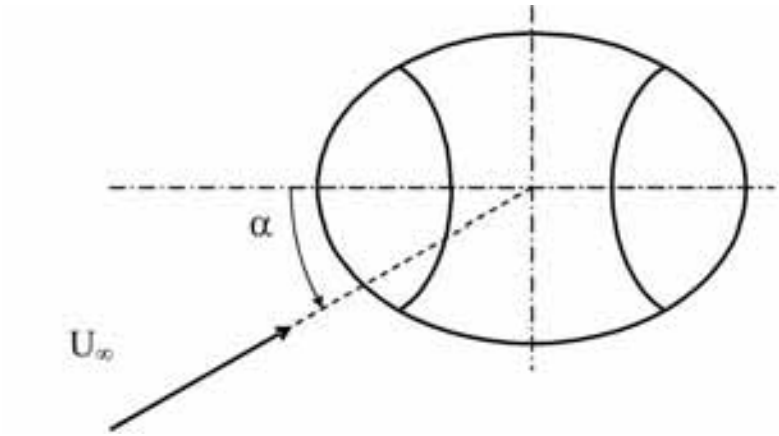


Figura 31. Croquis indicativo de la dirección de incidencia del viento respecto a la geometría de la cubierta.
Figure 31. Sketch indicating the incidence of the wind with respect to the geometry of the roof.

29. Each pressure tap is formed by an orifice that is connected to a brass tube with an internal diameter of 1 mm. In turn, this tube is connected to a plastic tube that transmits the pressure to the measuring instrumentation.

The model was tested in wind tunnel A9, in the facilities of the Laboratorio de Aerodinámica del Instituto Universitario "Ignacio Da Riva" (Aerodynamics Workshop of the "Ignacio Da Riva" University Institute) of the UPM (Polytechnic University of Madrid), in the ETSI Aeronáuticos de Madrid (Aeronautical Engineering School of Madrid). The model was set on one of the sides of the tunnel and on a rotating platform, which allows the α angle of incidence of the flow to be modified with a precision of 1º (figure 30).

The cover was subjected to two different tests: one with the sides uncovered and the other with an enclosure on the facade.

In the first case (nominal configuration with an open facade), the tests were done varying the angle of the incident flow on the velodrome in 15º intervals, from α = 0º up to α =165º (Figure 31).

The adequate combination by pairs of the results provided the pressure coefficients on the whole roof for flow incidence angles α = 15º, 30º, 45º, 60º, 75º and 90º. These seven cases form the wind loads on the roof for the first case study.

The second test was for the velodrome with a side panel. This panel was modelled with a piece of cardboard that prevented the air current from flowing below the roof.

The configuration of closed facades was measured with the current at a 45º

madera de haya y metacrilato de 2 mm. Las superficies de la pista, las gradas y las paredes laterales fueron reproducidas con contrachapado sobre una base de MDF, la estructura de la cubierta se realizó con unas costillas de MDF y sobre las mismas se dispuso una chapa de contrachapado para simular la cubierta propiamente dicha. En uno de los cilindros laterales, la chapa de contrachapado fue sustituida por metacrilato, para visualizar el interior durante los ensayos. Los pilares de apoyo se modelizaron con 4 conos torneados en madera de haya. La fijación de la cubierta a la estructura de costillas se hizo mediante 4 varillas roscadas con tuercas con arandelas a presión, situadas adyacentemente a los soportes.

Sobre la cubierta se instalaron 92 tomas de presión, cuya distribución se limitó a la mitad de la misma, en las posiciones que se muestran en la Figura 29. Cada toma de presión consiste en un orificio que se comunica con un tubo de latón de 1 mm de diámetro interior y este a su vez, con un tubo de plástico que transmite la presión hasta el instrumento de medida.

El modelo se ensayó en el túnel aerodinámico A9 perteneciente a las instalaciones del Laboratorio de Aerodinámica del Instituto Universitario "Ignacio Da Riva" de la UPM, en la ETSI Aeronáuticos de Madrid. La maqueta se dispuso sobre uno de los laterales del túnel y sobre una plataforma giratoria, que permite gobernar el ángulo α de incidencia de la corriente, con una precisión de 1º (Figura 30).

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

Se realizaron dos ensayos de la cubierta, uno, con los laterales descubiertos y el otro, con un cerramiento de la fachada.

Para el primer caso o configuración nominal, con la fachada abierta, los ensayos se realizaron variando el ángulo de la corriente incidente respecto al velódromo de 15º en 15º, partiendo desde un ángulo α = 0º hasta α =165º (Figura 31).

Combinando adecuadamente los resultados dos a dos, se han obtenido los coeficientes de presión en toda la cubierta para los ángulos de incidencia de la corriente α = 15º, 30º, 45º, 60º, 75º y 90º. Estos siete casos conforman las cargas aerodinámicas sobre la cubierta para el primer caso de estudio.

El segundo caso ensayado, correspondió al del velódromo con un cerramiento lateral, cuya modelización se realizó por medio de una cartulina que impedía el paso de la corriente de aire por debajo de la cubierta.

La configuración de fachadas cerradas, se midió con la corriente a 45º por ser este el caso en donde las presiones habían resultado extremas en la configuración nominal (sin cerramientos laterales).

Los valores medidos en los sensores, se tradujeron a valores numéricos de coeficiente de presión, el cual se define como:

$$c_p = \frac{p - p_\infty}{\frac{1}{2}\rho U_\infty^2} \qquad (1)$$

en donde p es la presión medida en la toma de presión, p_∞ es la presión estática de la corriente incidente, ρ es la densidad del aire y U_∞ es la velocidad de la corriente de aire incidente. El término $\frac{1}{2}\rho U_\infty^2$ es la presión dinámica de diseño.

Las zonas de mayores coeficientes de presión, es decir, de mayor carga aerodinámica, son los extremos de los semiejes de la cubierta de planta elíptica. Los valores mínimos de estos coeficientes son c_p = -1,4 en zonas sobre extremos del eje mayor, y c_p = -1,9 en zonas sobre extremos del eje menor. Estos coeficientes son, en definitiva, coeficientes de presión del exterior de la cubierta.

Tabla 3. Envolvente de las cargas aerodinámicas. Valores de sustentación de signo positivo indican que la carga aerodinámica tiende a levantar la cubierta del velódromo

Table 3. Wind load envelope. Positive lift values indicate that the wind load tends to lift the cover of the velodrome.

		Configuración nominal *Nominal configuration*		Configuración fachadas cerradas *Closed facade configuration*	
Zona de la cubierta *Area of the roof*	c_{pi}	c_{pe}	$c_{lmáx}$	c_{pe}	$c_{lmáx}$
1	1,0	-0,6	1,6	-0,6	1,6
2	1,0	-1,4	2,4	-1,4	2,4
3	1,0	-0,7	1,7	-1,4	2,4
4	1,0	-0,9	1,9	-0,9	1,9
5	1,0	-1,9	2,9	-2,4	3,4
6	1,0	-0,7	1,7	-0,7	1,7

El coeficiente de sustentación, que como se verá más adelante, permite calcular la carga aerodinámica, se define como:

$$c_l = c_{pi} - c_{pe} \qquad (2)$$

Donde c_{pi} y c_{pe}, son los coeficientes de presión en intradós (interior) y en extradós (exterior) de la cubierta, respectivamente.

Para estimar el coeficiente de sustentación, se ha supuesto que el coeficiente c_{pe} es el obtenido en los ensayos, y el c_{pi} es el que se obtendría en el caso de corriente en remanso (caso más desfavorable), con un valor igual a 1 (aunque el Eurocódigo 1 recomienda un valor de 0,8).

La Tabla 3 recoge los datos de la envolvente de las cargas aerodinámicas, que incluye tanto a la configuración nominal (permeable), como a la de fachadas cerradas. Esta envolvente se determina con los coeficientes de sustentación máximos, obtenidos para cada zona de la cubierta (Figura 32).

Cabe destacar, que para el caso de fachadas cerradas, para la zona del extremo del semieje menor (zona 5), el coeficiente de sustentación mínimo aumenta entre el 17% y 26%, con respecto a la configuración nominal. Este aumento es debido a que, al impedir el paso del aire debajo de la cubierta, las *angle because in this case the pressures had proven to be extreme under the nominal configuration (without side panels).*

The values measured in the sensors were converted to numerical values of pressure coefficients. These are defined as follows:

$$c_p = \frac{p - p_\infty}{\frac{1}{2}\rho U_\infty^2} \qquad (1)$$

where p is the pressure measured at the pressure tap, p_∞ is the static pressure of the incident flow, ρ is the air density and U_∞ is the speed of the incident air current. Equation $\frac{1}{2}\rho U_\infty^2$ is the design dynamic pressure.

The areas with the highest pressure coefficients (i.e. with greater wind load) are the ends of the major and minor axes of the elliptical roof. The minimum values of these coefficients are c_p = -1.4 in areas at the ends of the major axis and c_p = -1.9 in areas at the ends of the minor axis. These coefficients are, ultimately, pressure coefficients of the outside of the roof.

The lift coefficient (which, as detailed later, is used to calculate the wind load) is defined as follows:

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

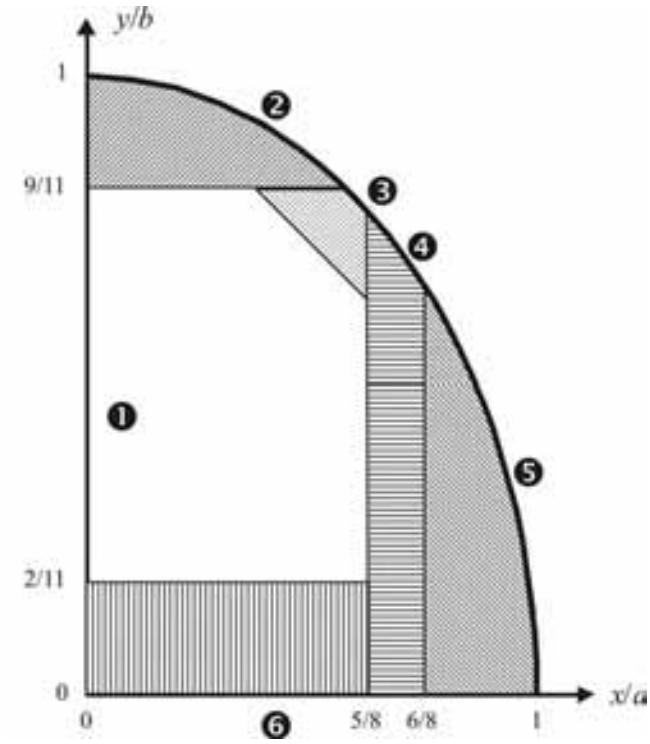


Figura 32. Cotas de situación de las tomas de presión de la cubierta del modelo. Nota: los parámetros a y b representan los semiejes menor y mayor respectivamente.
Figure 32. Elevations of the pressure taps of the cover of the model. Note: parameters a and b represent the semi-major and semi-minor axes respectively.

$$c_1 = c_{pi} - c_{pe} \qquad (2)$$

Where c_{pi} and c_{pe}, are the pressure coefficients on the intrados (inside) and the extrados (outside) of the roof, respectively.

In order to calculate the lift coefficient, the c_{pe} coefficient has been considered to be the one obtained in the tests and c_{pi} would be the one obtained in the case of stagnation flow (most unfavourable case), with a value of 1 (although Eurocode 1 recommends a value of 0.8).

Table 3 sets out the data on the wind load envelope, including both the nominal configuration (permeable) and the closed facade configuration. This envelope is determined with the maximum lift coefficients obtained for each area of the roof (Figure 32).

It is worth mentioning that in the case of the closed facades the minimum lift coefficient shows an increase of between 17% and 26% in the area at the end of the minor axis (area 5) with respect to the nominal configuration. This increase occurs because the air cannot flow under the roof so the speed over it is greater and stronger suction vortexes are generated.

Finally, the wind load is obtained by multiplying the lift coefficient by the design dynamic pressure.

$$I = \frac{1}{2}\rho U_-^2 \cdot c_l \qquad (3)$$

As set out before, the greatest loads occur with the flow hitting at a 45º angle. The lift coefficients for the configurations of open or closed facade are 2.9 and 3.4 (Table 3) respectively.

3.2. Serviceability limit states

Serviceability limit states are defined in section 2.2.1.1 (Calculation Bases) of EC3. They refer to the states of the structure beyond which said structure no longer satisfies the design performance criteria. These basically include excessive sag or deformation (that have an impact on the appearance or the projected function of the structure or that cause damage to non-structural elements) and inadequate vibrations that cause discomfort or damage or that affect the functionality of the building.

Section 3.1.2 (Calculation Bases) of Spanish Steel Regulation NBE EA95 es-

velocidades por encima de la misma son más altas, generandose a su vez, torbellinos de succión más fuertes.

Finalmente, la carga aerodinámica se obtiene multiplicando el coeficiente de sustentación por la presión dinámica de diseño.

$$I = \frac{1}{2}\rho U_-^2 \cdot c_l \qquad (3)$$

Las mayores cargas, como se adelantó, se producen cuando la corriente incide a 45º, con unos coeficientes de sustentación de 2,9 y 3,4 (Tabla 3), para las configuraciones de fachadas abierta o cerrada respectivamente.

3.2. Estados límites de servicio

Por estado límite de servicio se entiende lo especificado por el EC-3 en su apartado 2.2.1.1 (Bases de Cálculo), es decir, aquellos estados de la estructura en los cuales dejan de cumplirse los criterios de servicio especificados, y que, fundamentalmente, son las deformaciones o flechas excesivas (que afectan a la apariencia o uso previsto de la estructura o causan daños a elementos no estructurales) y las vibraciones inadecuadas que causan incomodidades, daños o bien afectan a la funcionalidad del edificio.

La Norma de Acero Española NBE EA-95 establece en sus Bases de Cálculo (Apartado 3.1.2) la necesidad de satisfacer unas condiciones de deformación, que se traducen en limitaciones a las relaciones flecha / luz máximas para diferentes elementos estructurales, no especificando condiciones en cuanto a vibraciones. En este sentido parece mas adecuado, mas compacto y completo el planteamiento del EC-3 al considerar con mayor detalle los aspectos que pueden influir en el incumplimiento de las condiciones de servicio que debe satisfacer cada elemento estructural (Artículo 4.2.2 del EC-3. Parte 1.1).

a) Flechas. $d_{max} = d_1 + d_2 - d_0$

- d_{max} Flecha positiva en el estado final con respecto a la línea recta que une los apoyos.
- d_1 Variación de la flecha debido a las cargas permanentes inmediatamente después de cargada.

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

d_2 Variación de la flecha debida a carga variable más cualquier variación a lo largo del tiempo.

d_0 Contraflecha previa.

Los límites recomendados en nuestro caso son:

d_{max} = L / 200 d_2 = L / 250

La EA-95 entra en menos complejidades y define una limitación genérica de L / 250, que es más restrictiva.

Aun así este límite proporciona flechas que cambian excesivamente la geometría por lo que se adoptó 1 / 1.000, o sea 12,6 cm con las cargas sin mayorar.

b) Otros estados límites de servicio. El EC-3 para cubiertas no transitables remite a estudios detallados si las vibraciones pudieran provocar molestias. La NBE EA-95 no hace referencia a las mismas. Dado el carácter de la estructura analizada no se ha efectuado un estudio detallado de vibraciones.

Se ha utilizado el programa SAP-2000 [8] para el cálculo de la estructura de la cubierta. A partir de él se obtuvieron los resultados expresados en forma de relación tensión real / límite elástico. En el peor de los casos se aprovecha la capacidad resistente de las barras al 70% y en el mejor apenas trabajan. En el primer caso se encuentran las barras próximas al arco interior y en el segundo las zonas de clave.

Puede parecer una estructura sobredimensionada a esfuerzos, pero no lo es a deformaciones.

3.3. Estudio del comportamiento local

Con el análisis comentado en el apartado anterior se comprobaba el buen funcionamiento de la malla de barras frente a esfuerzos globales. Pero también interesaba comprobar que no habría problemas con los esfuerzos locales. Para ello se planteó un ensayo de modelo físico a escala, de una parte de la estructura, el cual finalmente no se llegó a ensayar; pero si se evaluó mediante un análisis numérico [9].

Este modelo de detalle tenía por objeto estudiar el comportamiento de las uniones de las barras. Para ello se decidió, en principio, ensayar un modelo de un recuadro de la malla de 5 m x 2,50 m, en escala 1:1, cargado diagonalmente, que también sería modelizado y posteriormente analizado mediante el método de elementos finitos.

En el modelo se pretendía reproducir la geometría y material de los tubos que se emplearían en la realidad.

En la Tabla 4, se describen los pasos de los procesos de carga y descarga que

tablishes the need to fulfil certain deformation conditions that are expressed as limitations to the maximum sag/span ratio for various structural elements, without any reference to conditions regarding vibrations. In this sense, the approach of EC3 seems more adequate, compact and complete because it studies the aspects that may have a bearing on the non-compliance of each structural element with its service conditions in greater depth (Article 4.2.2 of EC-3. Section 1.1).

a) Sags. $d_{max} = d_1 + d_2 - d_0$

d_{max} *Positive sag in the final state with respect to the straight line that joins the supports.*

d_1 *Variation in sag due to dead loads immediately after the loading.*

d_2 *Variation in sag due to variable loads plus any variation over time.*

d_0 *Precamber.*

In our case, the recommended limits are the following:

d_{max} = *L / 200* d_2 = *L / 250*

Regulation EA95 is not as detailed and defines a more restrictive generic limitation of L/250.

Even so, this limit provides sags that cause an excessive change in geometry,

Tabla 4. Proceso del ensayo del marco de tubos
Table 4. Test process of the tube section

Proceso *Process*	**Carga alcanzada** *Load reached*	**Registro** *Record*
Carga en escalones ↓ *Step loading*	P_E	–
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	0	–
Carga en escalones *Step loading*	$P_E + \frac{1}{4}(P_R - P_E)$	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	P_E	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Carga en escalones *Step loading*	$P_E + \frac{1}{2}(P_R - P_E)$	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	P_E	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Carga en escalones *Step loading*	$P_E + \frac{3}{4}(P_R - P_E)$	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Descarga en escalones ↓ *Step unloading*	P_E	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*
Carga en escalones *Step loading*	P_R	Toma de lecturas intermedias *Intermediate reading*

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

so the figure finally applied was 1/1000, i.e. 12.6 cm without a load factoring.

b) Other serviceability limit states. In the case of roofs closed to passage of personnel, EC3 establishes that detailed studies should be carried out if vibrations present problems. NBE EA95 does not include any references to them. No detailed vibration study was carried out in view of the nature of the structure under analysis.

The SAP2000 [8] program was used to calculate the structure of the roof. The results obtained were shown as the ratio between the true tensile stress and the yield stress. In the worst case scenario 70% of the load bearing capacity of the bars is used, whereas it is hardly needed in the most favourable conditions. In the first case the bars are close to the inside arch, and in the second case in the arch crown areas.

The structure may seem oversized as regards stresses, but it is not as regards deflections.

3.3. Study of local behaviour

The analysis set out in the previous section demonstrated the good behaviour of the bar mesh against overall stresses. However, it was also important to check that no problems arose with local stresses. A test on a scale physical model of part of the structure was arranged, but it was finally not performed. However, a numerical analysis was carried out instead [9].

The purpose of this detail model was to study the behaviour of the bar joints. The initial test would therefore be performed on a 1:1 model of a 5 m x 2.50 m section of the mesh with diagonal loading which would be later modelled and analysed with the finite element method.

The aim of the model was to reproduce the geometry and material of the pipes that would be used in reality.

Table 4 describes the steps of the loading and unloading process that were planned for the section tested.

The test would be based on the determination of two fundamental load values: load P_E, which corresponds to reaching the yield strength in the most critical section and the ultimate strength, P_R, in the most unfavourable point. The result of the test would be the deformed geometry of the tubes.

The preliminary tests were performed with the SAP2000 program [8], and a further, more detailed analysis was done with ANSYS [10].

The overall behaviour of the frame can be obtained by analysing the load-displacement curve (Figure 34). This displacement is measured in the direction of the load (diagonally). The curve shows that the model has a linear behaviour up to 25 t, which can be considered the maximum admissible load.

After this maximum load, the transition becomes more or less curved. Then there is a shift to an almost linear hard-

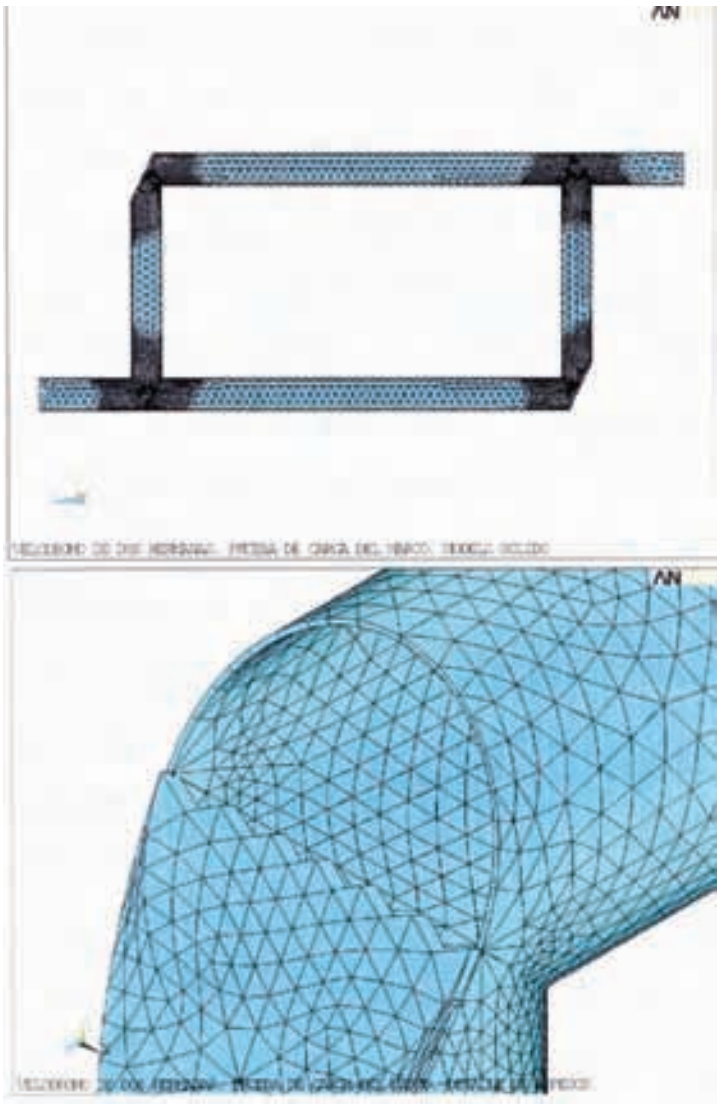


Figura 33. Modelo de elementos finitos en Ansys [10] y detalle del mallado de una de las esquinas.
Figure 33. Finite element model in ANSYS [10] and detail of the mesh in one of the corners.

se había previsto aplicar al recuadro ensayado.

El ensayo se hubiera basado en la determinación de dos valores de carga fundamentales: la carga P_E, correspondiente a alcanzar el límite elástico en la sección que resultase más crítica y la carga de rotura, P_R, en el punto más desfavorable Al finalizar el ensayo se habría medido la geometría deformada de los tubos.

Para el tanteo previo se utilizó el programa SAP2000 [8] y para el análisis definitivo, más detallado, se empleó el programa ANSYS [10].

El comportamiento global del marco se puede obtener del análisis de la curva carga-desplazamiento (Figura 34), medido este desplazamiento en la direc-

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

ción de la carga (en la diagonal). La curva muestra un comportamiento lineal del modelo hasta las 25 t, carga que se puede admitir como máxima admisible.

A partir de esta carga máxima se produce una transición más o menos curva, para pasar a un comportamiento de endurecimiento cuasi-lineal, con el cual se llega a la carga de rotura de aproximadamente 100 t.

3.4. Materiales estructurales

En este caso se utilizó acero A-52b, que en la Norma NBE EA-95 no se consideraba que existiera para perfiles huecos. No obstante como todos los fabricantes han ajustado la producción al EC-3, que define como equivalente la calidad S355JR, se optó por utilizar este producto.

En cuanto a los tornillos de alta resistencia, estaba previsto que éstos fueran del tipo A8t de límite elástico de 90 kp / mm^2 y con el par de apriete que correspondía a cada diámetro. Sin embargo en la solución final construida se sustituyeron las bridas por soldaduras, con lo que dejaron de utilizarse los tornillos.

Respecto a las uniones soldadas se consideraron las recomendaciones recogidas en el Anexo 3.A1 de la NBE EA-95 y no se permitieron uniones a tope en tubos exigiéndose encamisados que se definieron en el proyecto. Las soldaduras fueron controladas según se definió en los correspondientes ensayos de control.

En cuanto al hormigón estructural se utilizó en pilotes, encepados y soporte con una calidad HA-30/P/15/IIb definida en la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE). Al utilizar grandes masas hubo que cuidar que las temperaturas de fraguado estuvieran controladas así como recurrir a la colocación de una armadura de piel importante.

El acero utilizado para el armado fue B 500 S.

3.5. Dimensionamiento de la estructura de cubierta

El programa utilizado para el cálculo [8] incluye elementos barra, elementos placa, cálculo dinámico, determinación de los modos de vibración, deformaciones lineales y no lineales y comprobación de tensiones y redimensionado.

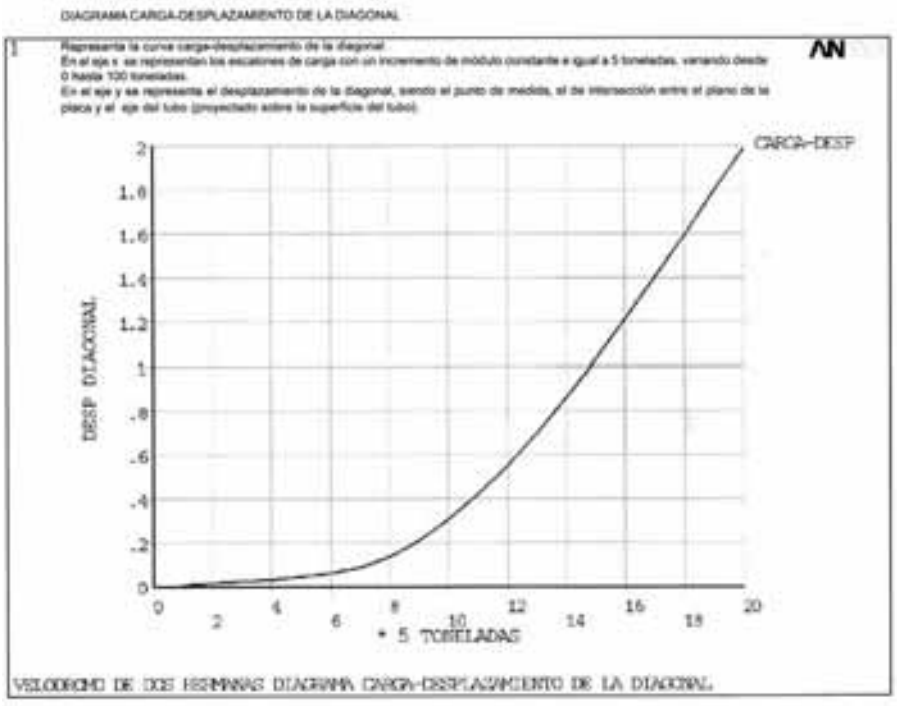


Figura 34. Curva carga-desplazamiento.
Figure 34. Load-displacement curve.

Para ello simplemente se introdujo el modelo geométrico a calcular que, en este caso, era de elementos lineales o superficiales, según se tratase de los tubos o de los cajones perimetrales y las cargas de manera simplificada puesto que, salvo en el caso de peso propio, se consideraron aplicadas en los nudos.

Las acciones de viento fueron consideradas con la distribución proporcionada por el ensayo en túnel de viento tanto con los laterales abiertos como cerrados.

El comportamiento dinámico se consideró con la magnificación producida por los cinco primeros modos de vibración y sin introducir ningún espectro tipo que pudiera simular un terremoto real puesto que no existen registros informáticos para un corte geológico como el existente en el área del bajo Guadalquivir.

El cálculo proporciona la magnitud de los elementos a utilizar que se optó por unificar por economía de montaje, aunque ello pudiera significar un desperdicio aparente. Sin embargo no lo es, por varias razones:

a. Las estructuras hiperestáticas son colaborantes íntegramente y la disminución de la sección de un elemento aparentemente sobredimen-

ening behaviour until the ultimate strength of 100 t is reached.

3.4. Structural materials

In this case, A52b steel was used, which was not considered for hollow sections in Regulation NBE EA95. However, this option was selected because all manufacturers have adapted their products to EC3, which defines quality S355JR as equivalent.

High-resistance screws were projected to be of A8t type, with a yield strength of 90 kp/mm^2 and the corresponding tightening torque for each diameter. However, flanges were replaced by welds in the final solution, so the screws were no longer used.

The recommendations set out in Appendix 3.A1 of NBE EA95 were considered for welded joints. No butt joints were allowed in the pipes, so the sleeves defined in the project had to be used. The welds were controlled as defined in the corresponding control tests.

The structural concrete used in the piles, pile caps and supports was of quality HA30/P/15/IIb, as defined in the Instrucción Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE, Spanish Structural Concrete Code of Practice). Large masses were used, so the setting

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

temperature was monitored and a large crack control reinforcement was installed.

The type of steel used for the reinforcement was of B 500 S type.

3.5. Dimensioning of the roof structure

The program used for the calculations [8] includes bar elements, plate elements, dynamic calculation, determination of the vibration modes, linear and non-linear deflections and verification of stresses and redimensioning.

For this purpose, the geometric model to be calculated was introduced. In this case, the model was of linear or surface elements, depending on whether tubes or perimeter caissons and simplified loads were under analysis. The loads (except those due to the dead weight) were simplified because they were considered to be applied on the nodes.

The wind loads were considered with the distribution provided by the wind tunnel test, both with the open and closed sides.

The dynamic behaviour was considered with the magnification caused by the first five vibration modes. No typical spectra were used to simulate a real earthquake because there are no computer records for a geological section such as the one in the area close to the mouth of the river Guadalquivir.

The calculation provides the magnitudes of the elements to be used, which were joined so as to economise in the erection. This could initially appear wasteful, but there are several reasons why it is not:

a. Statically indeterminate structures relay upon global behaviour of the members and the reduction in the section of an apparently oversized element could lead to the failure of other elements.

b. The potential failure of isolated elements has to be avoided to prevent the overstressing of neighbouring items.

c. Geometrical regularity is convenient to ensure the general appearance is good. Thicknesses can be used for this purpose, but in this case the minimum levels that do not cause buckling had already been applied. There has nevertheless been a distinction between families in each direction because the sections used in the main direction are larger than those for the secondary direction. This was also useful to provide a supplementary profile so the roof panel could be screwed on.

d. The dimensions required during the erection process differed greatly with respect to those for normal operation.

Taking everything into consideration, the option of perimeter caissons built with 10 mm ST-52-3 plates and two-diameter tube profiles was selected, as detailed below.

Reinforcements were only considered for points where elements were concentrated next to the supports.

The final calculated mesh has the following characteristics:

a. In the main directions: Ø 355 e = 6.3 mm.

b. In secondary directions Ø 273 e = 6.3 mm.

c. Special tubes Ø 355 e= 7.0 mm.

d. Vertical plate connection tubes Ø 355 e = 6.3 mm.

3.6. Dimensioning of the connections

Finally, the main joints selected were of the following types:

a. Tube joints by welding

b. Caisson joints by welding

c. Joints of tubes to caissons

a. Tube joints by welding

Despite the fact that flanges were projected initially, many joints, such as, for instance, nodes, had to be welded. Besides, the company in charge of erection finally decided to propose eliminating all the flanges and the official management agreed. Figure 35 shows the fillet buttwelds with a careful stereotomy. Figure 36 shows the inside sleeve of an inline weld.

sionado podría significar el agotamiento de otros elementos.

b. Hay que prevenir el posible fallo de elementos aislados que pudiera exigir del entorno un sobreesfuerzo.

c. La regularidad geométrica es conveniente para una buena apariencia formal. A tal efecto puede jugarse con los espesores. Pero en este caso ya se habían utilizado los mínimos que no producen abolladura. No obstante se ha distinguido entre las familias de cada dirección, ya que, en la principal se utilizaron secciones mayores que en la secundaria. Por otra parte esto sirvió para la colocación de un perfil suplementario en donde atornillar el panel de cubierta.

d. El proceso de montaje exigía unas dimensiones distintas al funcionamiento en régimen normal.

Con todo ello se concluyó en la utilización de cajones periféricos resueltos en chapa de 10 mm de ST-52-3 y de perfiles tubulares de dos diámetros según se detalla posteriormente.

Solamente en los puntos de concentración de elementos junto a los soportes se estudió un refuerzo.

La malla calculada finalmente tiene las siguientes componentes:

a. En las direcciones principales Ø 355 e = 6,3 mm.

b. En las direcciones secundarias Ø 273 e 6,3 mm.

c. Tubos especiales Ø 355 e = 7,0 mm.

d. Tubos verticales de conexión entre capas Ø 355 e = 6,3 mm.

3.6. Dimensiones de las conexiones

Las uniones fundamentales fueron, finalmente, de los siguientes tipos:

a. Uniones de tubos mediante soldadura.

b. Uniones de cajones mediante soldadura

c. Uniones de tubos a cajones.

a. Uniones de tubos mediante soldadura

A pesar de las bridas inicialmente previstas, numerosas uniones debían re-

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



Figura 35. Soldaduras en ángulo (preparación y ejecución).
Figure 35. Fillet welds (preparation and execution).



Figura 36. Soldaduras en línea. Preparación de la camisa y unión.
Figure 36. Inline welds. Preparation of the sleeve and joint.

solverse por soldadura, como por ejemplo los nudos. Pero es que además, al final, la empresa montadora, decidió proponer la eliminación de las bridas, lo cual fue aceptado por la dirección facultativa. En la Figura 35 se muestran soldaduras a tope en ángulo con una cuidada estereotomía. En la Figura 36 se ve el encamisado interior de una soldadura en línea.

b. Uniones de cajones

Los cajones se conectaron provisionalmente con TAR hasta tanto estuvieron correctamente posicionados y pudieron soldarse. En este caso como los cajones tienen un peso aproximado de 5 t, el par que introducen para colocarlos en ménsula es de 12,5 mt que distribuido en un canto de 2,5 m da tracciones de 5 t. Esto significó que con una cantidad mínima de tornillos era suficiente. Se decidió disponer 5 TR20 en la parte superior y 5 TR 20 en la inferior, para una vez controlada su posición soldarlos en todo su perímetro (Figura 37).

c. Uniones de tubos a los cajones

Se dejaron preparadas unas esperas sobre las que apoyaban los tubos y una vez posicionadas las uniones entre ambos se resolvieron mediante soldadura (Figuras 38 y 39).

3.7. Comprobación de abolladura en los cajones de bordes

Se siguieron las directrices contenidas en la Norma NBE EA-95 en sus artículos 3.5.6 al 3.5.7. En ella se expone que si la relación entre el espesor e y la altura del alma h_a es:

$$\frac{e}{h_a} \leq 0{,}015 \text{ para } A52 \qquad (4)$$

no es necesario comprobar la abolladu-

b. Caisson joints

Caissons were provisionally connected with high strength screws until their position was correct and they could be welded. In this case, since the weight of the caissons is approximately 5 t, the torque needed for the cantilever is 12.5 m, resulting in a tension of 5 t distributed along a depth of 2.5 m. A small amount of screws was therefore needed: five TR20s were distributed along the top and a further five TR20s along the bottom so that the whole perimeter could be welded once their position was controlled (Figure 37).

c. Joints of the tubes to the caissons

Dowels were prepared to place the tubes. Once they were in position, the joints between them would be welded (Figures 38 and 39).

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



Figuras 37. Uniones a tope de los cajones.
Figure 37. Butt joints of the caissons.



Figura 38. Unión de tubos a los cajones mediante teja metálica.
F*igure 38. Joint of the pipes to the caissons by means of metallic mesh.*



Figura 39. Uniones terminadas de tubos y cajón con teja y contra-teja.
Figure 39. Finished joints of the tubes and caisson with dowels and counterdowels.

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

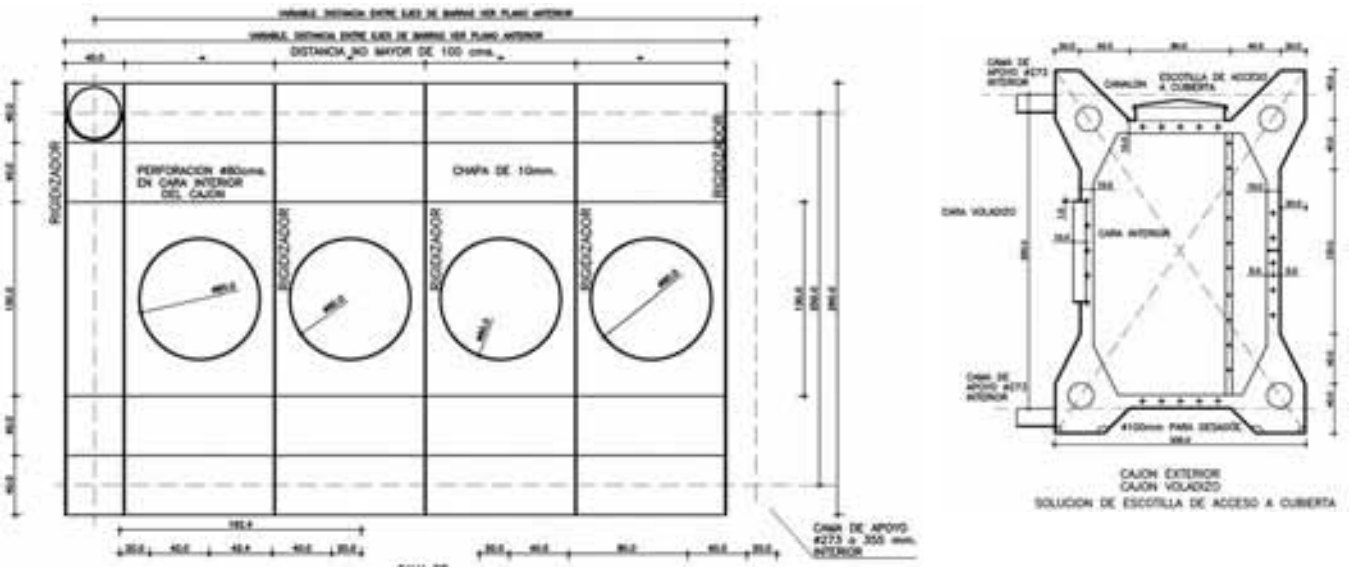


Figura 40. Propuesta de proyecto para los rigidizadores
Figure 40. Project proposal for the stiffeners.



Figure 41. Stiffeners of an interior caisson.
Figura 41. Rigidizadores de un cajón interior.



Figura 42. Refuerzo de los rigidizadores en puntos de concentración de fuerzas.
Figure 42. Reinforcement of the stiffeners at stress concentration points.



Figura 43. Aspecto del pasillo interior reforzado con los rigidizadores.
Figure 43. Appearance of the interior corridor with the reinforcement of the stiffeners.



Figura 44. Utilización de los rigidizadores como auxiliares en el ensamblaje de cajones.
Figure 44. Use of the stiffeners as auxiliary elements for the erection of caissons.

ra. En este proyecto se adoptaron unas dimensiones que evitaron las comprobaciones de abolladura mediante el cumplimiento de la citada relación (4) (Figuras 40 a 44).

3.8. Dimensionado de los soportes

Los soportes se dimensionaron para resistir las cargas mayoradas transmitidas por la cubierta y teniendo además

3.7. Verification of buckling in the edge caissons

The directives set out in sections 3.5.6 and 3.5.7 of Regulation NBE EA95 were followed. This regulation establishes that if the ratio between thickness e and the height of the web (h_a) is:

$$\frac{e}{h_a} \leq 0{,}015 \quad for\ A52 \qquad (4)$$

it is not necessary to check the buckling. The dimensions applied in this project avoided the need for buckling verifications by complying with the above ratio (4) (Figures 40 to 44).

3.8. Dimensioning of the supports

Supports shall be dimensioned to withstand the load increases transmitted by the roof, considering the dead weight of these concrete elements as well.

These loads were used to calculate the stresses, assuming that the supports were stiff solid elements and determining the axial stresses, moments and shear stresses from a simple manual calculation because we are dealing with a statically determined structure. This supposition was validated by means of a finite element model that was also used to evaluate the stresses transmitted to the foundations (Figure 45).

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

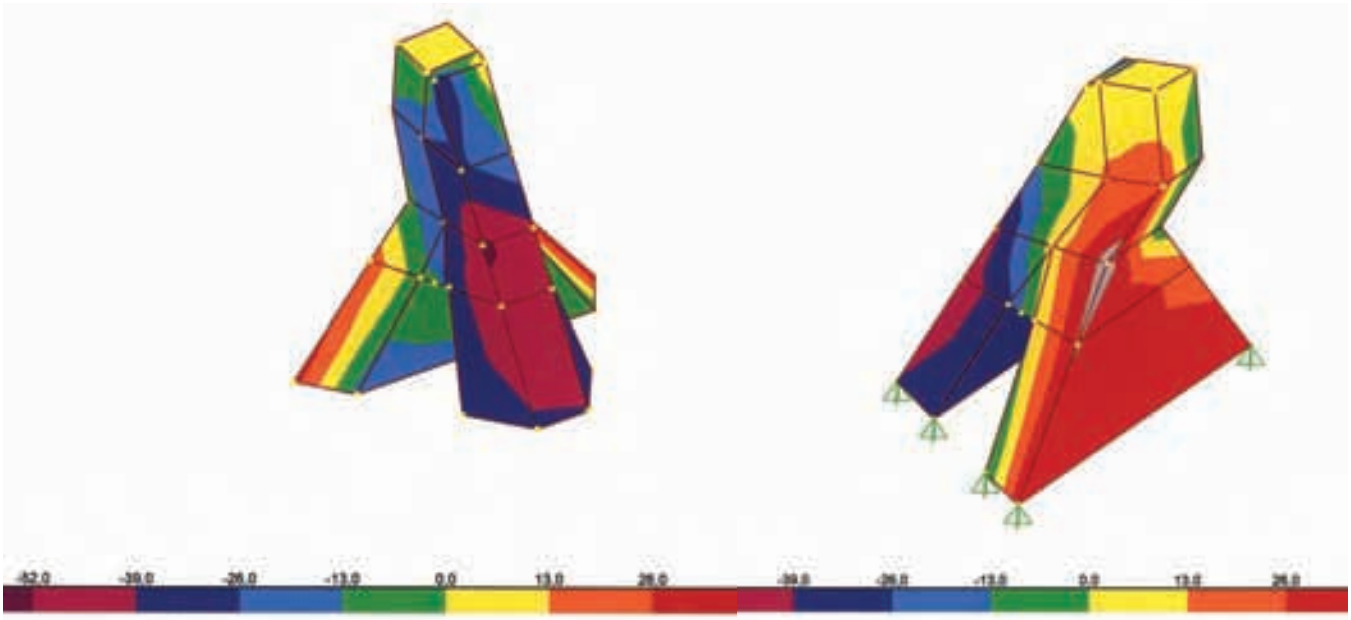


Figura 45. Distribución de tensiones verticales en soportes, calculadas con el método de elementos finitos.
Figure 45. Distribution of vertical stresses on the supports, calculated with the finite element model.

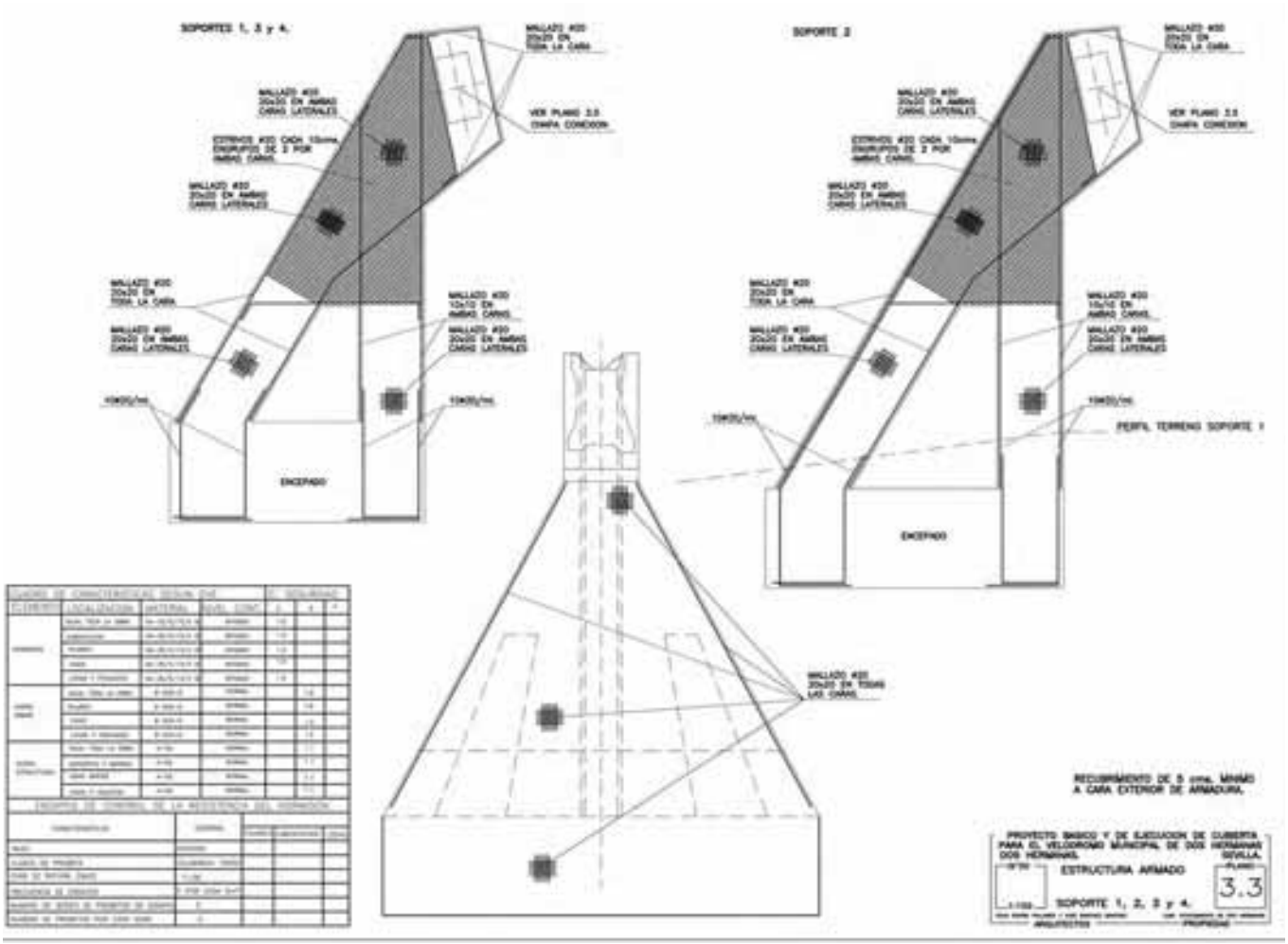


Figura 46. Esquema de armado de los soportes.
Figure 46. Diagram of the support reinforcements.

The calculation reinforcement itself was increased for the sake of durability, to be able to control the opening of the cracks and to contribute to an increase of the safety in ELU.

The reinforcement of the supports is summarised by placing 1 Ø 20 every 10 cm in the area under stress and a crack control reinforcement on all the sides of the 1 Ø 20 support every 20 cm, as

en cuenta el peso propio de estos elementos de hormigón.

Con estas cargas se calcularon los esfuerzos suponiendo los soportes como sólidos rígidos y determinando los axi-

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

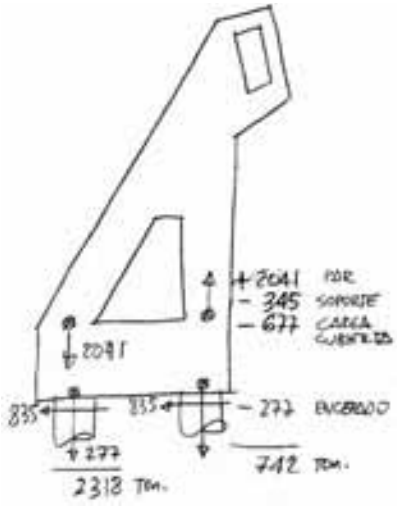


Figura 47. Acciones en los pilotes.
Figure 47. Actuations on the piles.

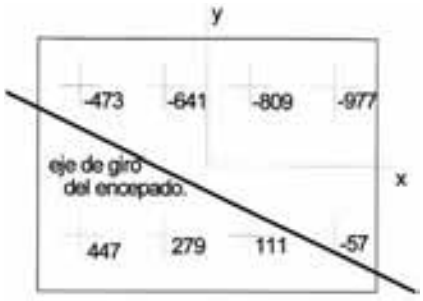


Figura 48. Distribución de cargas por pilote, con reparto rígido.
Figure 48. Load distribution per pile, with stiff distribution.

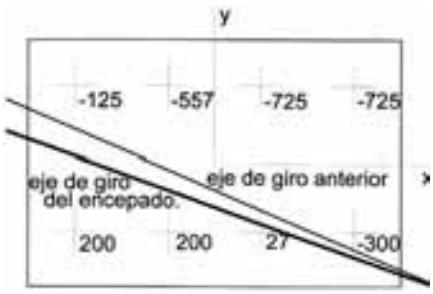


Figura 49. Distribución de cargas por pilote, una vez aplicada la redistribución.
Figure 49. Load distribution per pile, after applying the redistribution.

les, momentos y cortantes a partir de un simple cálculo manual, ya que se trataba de una estructura estáticamente determinada. Esta suposición se validó, mediante un modelo de elementos finitos, el cual se usó también para la evaluación de los esfuerzos transmitidos a la cimentación (Figura 45).

La armadura de cálculo estricto, se aumentó por cuestiones de durabilidad, para poder controlar la apertura de las fisuras, y también para contribuir al aumento de la seguridad en ELU.

El armado de los soportes se resume en la colocación de 1 Ø 20 cada 10 cm en la zona traccionada y en una malla de armadura de piel en todas las caras del soporte de 1 Ø 20 cada 20 cm, tal y como se aprecia en los planos de construcción de la Figura 46.

A medida que el soporte adelgaza desde la base hacia la cabeza, los esfuerzos también disminuyen considerablemente, lográndose mantener la separación entre barras en toda la altura del pilar.

Para absorber el esfuerzo de cortante se dispusieron, por cada metro lineal, 4 ramas de estribos de Ø 20. Se evitaron los huecos para no debilitar al cortante las secciones transversales, salvo en la cabeza, en el encuentro con los arcos de borde, donde fue posible recurrir al refuerzo de las chapas de la pieza de encuentro de los cajones metálicos con el soporte.

3.9. Cálculo de la cimentación

La cimentación es profunda, y está formada por 2 filas de cuatro pilotes cada una. Los pilotes trabajan solidariamente gracias a un encepado de importantes dimensiones, cuya misión es la de transferirles las cargas que llegan desde la base del soporte.

Se emplearon las acciones provenientes de la reacción de la cubierta más el peso propio del soporte y del encepado, todas ellas, sin mayorar (Figura 47).

Para el reparto de esfuerzos entre los pilotes se hizo con un criterio de reparto rígido, admitiendo una redistribución entre éstos, para conseguir que los pilotes traccionados, pudiesen trabajar al límite de su capacidad (Figuras 48 y 49).

Aun cuando en el informe geotécnico se recomendasen, de acuerdo a las cargas previstas y para la configuración del terreno de cimentación de la obra, unos pilotes de diámetro Ø150 cm y una longitud de 15 metros, se decidió incrementar ésta en 5 metros adicionales, para obtener mayor capacidad por fricción del fuste (ya que los pilotes traccionados resultaban condicionantes del diseño).

Finalmente, estos pilotes de Ø 150 cm y 20 m de longitud se armaron con 47 Ø 20 de armadura longitudinal y una hélice de cercos, para absorber el cortante, de Ø 10 con separación de 10 cm.

Las armaduras de los encepados se calcularon aplicando la teoría de bielas y tirantes, en bandas de 3 m de ancho, adoptándose para su materialización 15 grupos de barras de 3 Ø 32 cada uno. El resto de la cara inferior se armó con 1Ø20 cada 15 cm. Se terminó el montaje de la "jaula" con Ø 20 a 20 cm en las caras laterales (Figura 50).

3.10 Cuantías de Armado

De todo lo visto anteriormente resultan unas cuantías a efectos de mediciones y de comprobación de la cantidad

shown in the engineering drawings in Figure 46.

As the thickness of the support decreases from the base to the head, the stresses are also considerably reduced. The separation between bars is maintained throughout the whole pillar.

Four legs of Ø20 stirrups per linear metre were arranged to withstand the shear stress. Recesses were avoided so as not to weaken transversal sections against shear stress, except at the head and at the connection points of the end arches, because there it was possible to reinforce the plates that connect the metallic caissons with the support.

3.9 Calculation of the foundations

Foundations are deep and are formed by two rows of four piles each. Piles work jointly thanks to a large pile cap that has to transfer the loads from the base of the support.

The actuations caused by the reaction of the roof plus the dead weight of the support and of the pile cap were used without any increase (Figure 47).

The stress distribution of the piles was calculated with a criterion of stiff distribution, allowing for a redistribution amongst them so that the tensile piles under stresses could operate at the limit of their capabilities (Figures 48 and 49).

Even if the geotechnical report recommended 15 m long piles with a diameter of Ø 150 cm in accordance with the projected loads and the configuration of the foundation ground, they were nevertheless increased by 5 m to obtain a greater friction capability from the

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

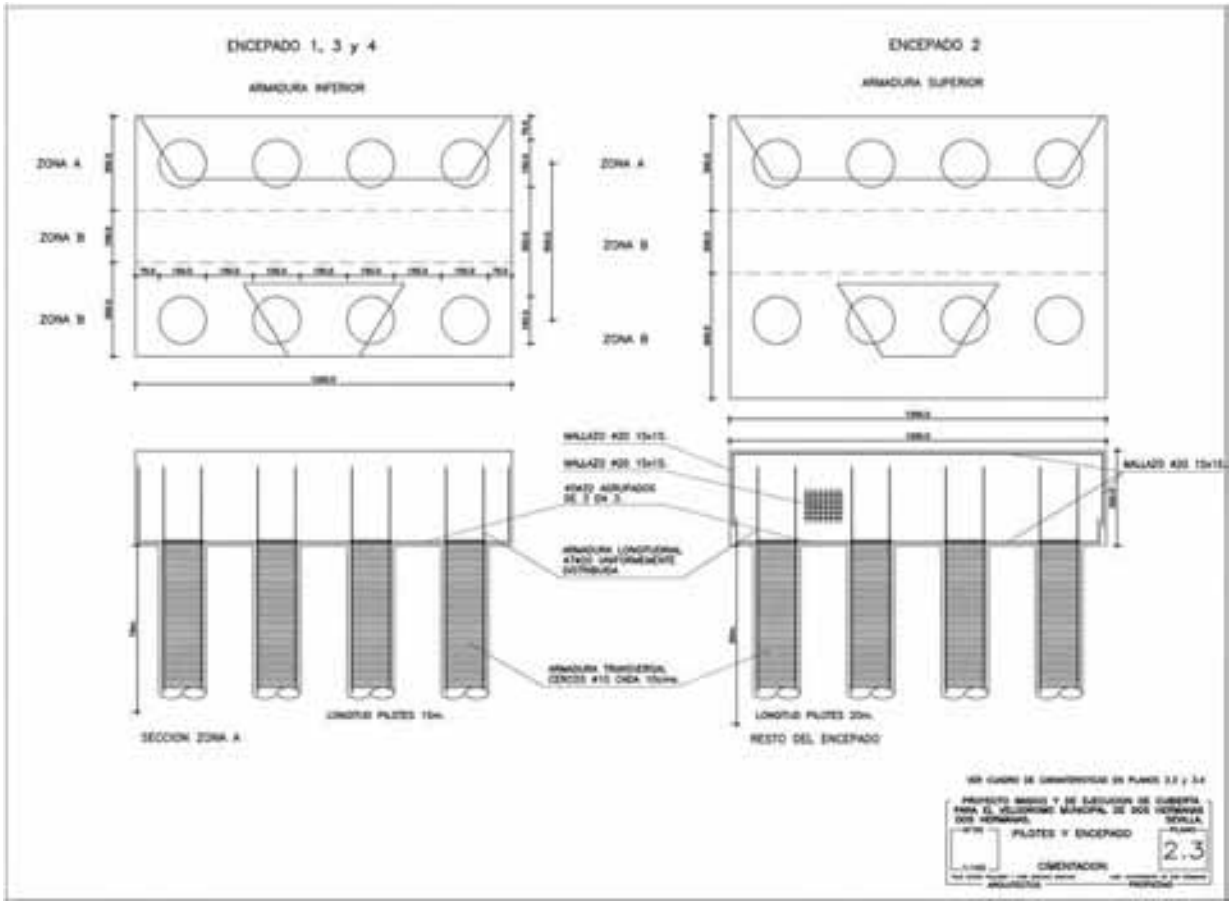


Figura 50. Armado de los encepados y los pilotes.
Figure 50. Reinforcement of the pile caps and piles.

Tabla 6. Tabla resumen de medición de encepados
Table 6. Summary table of pile cap measurements

		Superficie *Surface*		Armadura 1 *Reinforcement 1*		Armadura 2 *Reinforcement 2*		Total *Total*
Encepado *Pile cap*	Volumen(m^3) *Volume (m^3)*	Caras laterales (m^2) *Side surfaces*	Caras horizontales (m^2) *Horizontal surfaces*	Diámetro Ø (mm) *Diameter*	Peso (kg) *Weight*	Diámetro Ø (mm) *Diameter*	Peso (kg) *Weight*	Cuantía (kg/m^3) *Amount*
1,3 y 5	318	126	106	32	5127	20	11688	53
2	399	141	133		5697		14074	50

Tabla 7. Tabla resumen de medición de pilotes
Table 7. Summary table of pile measurements

		Armadura 1 *Reinforcement 1*		Armadura 2 *Reinforcement 2*		Total
Pilote *Pile*	Volumen (m^3/ml) *Volume*	Diámetro Ø (mm) *Diameter*	Peso (kg/ml) *Weight*	Diámetro Ø(mm) *Diameter*	Peso (kg/ml) *Weight*	Cuantía (kg/m^3) *Amount*
Todos	1,77	20	116	10	30	82

Tabla 5. Tabla resumen de medición de soportes
Table 5. Summary table of support measurements

Soporte *Support*	Volumen (m^3) *Volume (m^3)*	Superficie (m^2) *Surface(m^2)*	Diámetro Ø (mm) *DiameterØ (mm)*	Peso (kg) *Weight (kg)*	Cuantía (kg/m^3) *Amount (kg/m^3)*
1,3 y 5	187	316	20	14062	75
2	216	346	20	15397	75

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

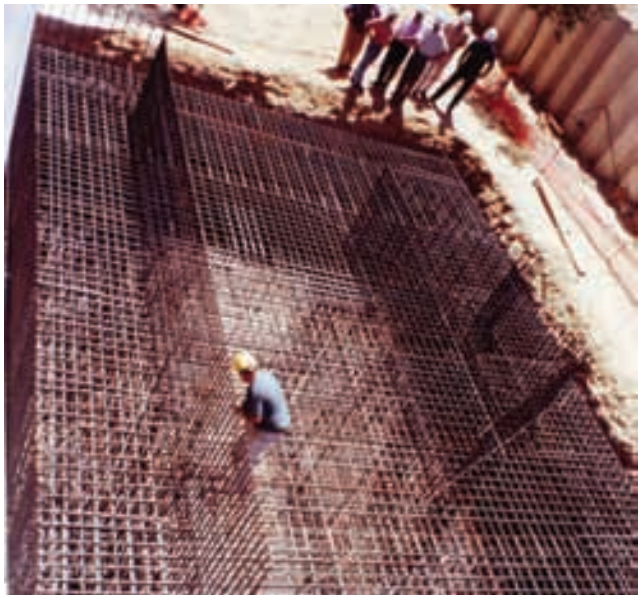


Figura 51. Armado del encepado.
Figure 51. Reinforcement of the pile caps.



Figura 52. Confección de los encofrados de madera.
Figure 52. Preparation of the wood formwork.

de armado, que se muestran resumidas en las Tablas 5 a 7.

4. CONSTRUCCIÓN DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES Y MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Se incluyen a continuación tan solo unas breves consideraciones sobre la construcción y montaje de la estructura, remitiendo al lector interesado en estos aspectos a la referencia [11]

Como ha quedado reflejado en los últimos párrafos del apartado precedente, los esfuerzos transmitidos por la cubierta obligaron al diseño de unos soportes de importantes dimensiones, los cuales a su vez, requirieron de unas cimentaciones a su medida, de modo que éstas fuesen capaces de absorber los momentos de vuelco introducidos por los primeros (Figura 51).

Como se ha comentado anteriormente en el apartado 2, las caras más aparentes de los soportes son formas alabeadas en paraboloide hiperbólico que se encofraron mediante tablas, para lograr el acabado superficial tradicional inherente a encofrados de madera "artesanales" (Figura 52).

Para la conexión de la malla de tubos a las esquinas de las vigas de borde, fue preciso diseñar unas piezas especiales, a modo de cartelas, capaces de recoger los tubos que se concentraban en esas esquinas. En la Figura 53 se observa su montaje y unión a las vigas de borde.

Las vigas-cajón de borde, visitables por su interior, disponen de unos óculos

shaft (because the piles under stress conditioned the design).

Finally, these Ø150 cm and 20 m long piles were reinforced with 47 Ø 20 longitudinal reinforcements and a Ø 10 tie helix assembly with a 10 cm separation to withstand the shear stress.

The reinforcements of the pile caps were calculated by applying the strut and tie theory in 3 m wide bands, and 15 groups of bars of 3 Ø 32 each were applied for their materialisation. The rest of the lower surface was reinforced with 1Ø 20 every 15 cm. The 'cage' was completed with Ø20 at 20 cm on the side surfaces (Figure 50).

3.10. Amount of reinforcement

The results of the above items for the purpose of measurement and verification of the amount of reinforcement are set out in Tables 5 to 7.

4. CONSTRUCTION OF THE MAIN ELEMENTS AND ERECTION OF THE STRUCTURE

Below are some brief considerations regarding the construction and erection of the structure. For further information on these issues, check reference [11].

As indicated in the last paragraphs of the previous section, the stresses transferred by the roof called for the design of large supports. In turn, the foundations for these supports also had to be large so they could absorb the tilting moments caused by said supports (Figure 51).

As set out above in section 2, the most visible sides of the supports are hyperbolic paraboloid warped shapes formed with boards so that the final result is the traditional surface finish used in 'hand-made' wood formwork (Figure 52).

Special parts had to be designed to connect the tube mesh to the corners of the edge beams. These parts were able to collect the tubes that were concentrated on those corners. Figure 53 shows how they were assembled and joined to the end beams.

The inside of the edge box beams is accessible for personnel. They have several eyes to give them a lighter appear-

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



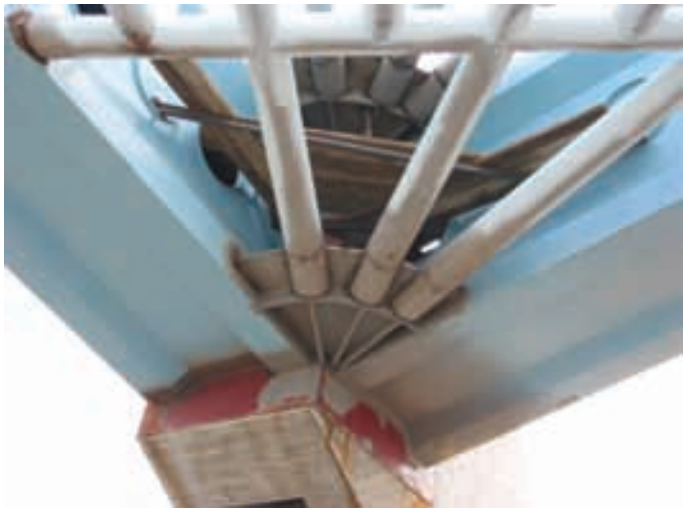


Figura 53. Montaje y conexión de la pieza de unión de las barras en una de las esquinas del voladizo.
Figure 53. Assembly and connection of the joint of the bars to one of the corners cantilever sector.

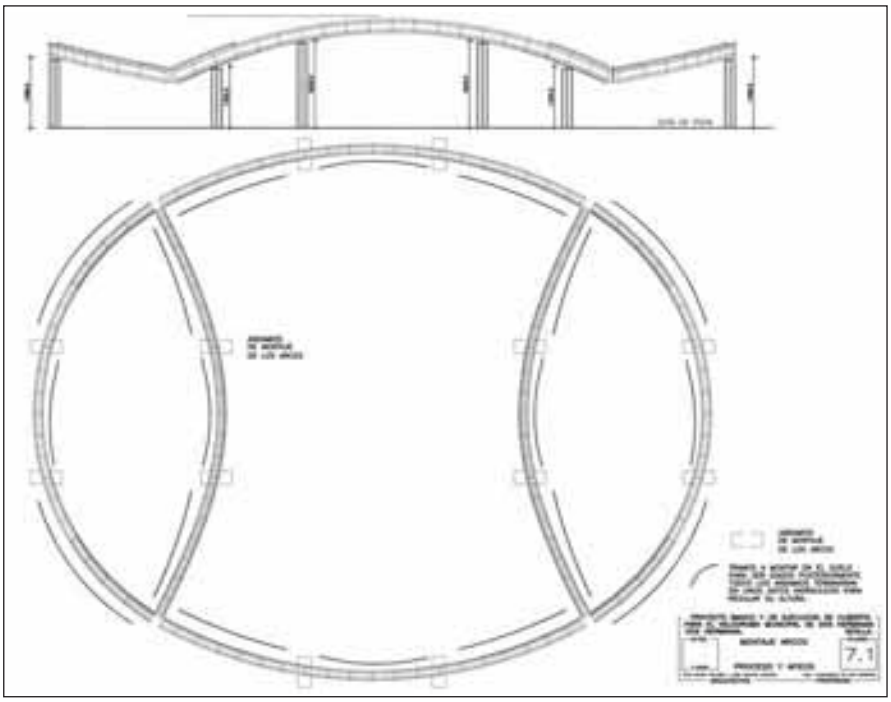


Figura 54. Montaje de los arcos.
Figure 54. Erection of the arches.

ance and facilitate the passage of the workers in charge of use and maintenance of the facilities.

For the erection stage, the authors proposed a series of hoisting, propping and structure module connection stages to avoid at all times the use of large shoring. Firstly, the edge box beams were erected by sections with 12 support towers (Figure 54). After this, the mesh was assembled from modules built on the floor and put in place by means of eight new support towers (Figure

que permiten aligerar su aspecto estético y facilitan el tránsito de los operarios encargados de las labores de uso y mantenimiento del recinto.

Para el montaje, los autores propusieron una serie de fases de izado, apeo y conexión de los módulos de la estructura tratando de evitar en todo momento tener que utilizar grandes cimbras. Primero se procedió al montaje de las vigas cajón de borde, por tramos, con 12 torres de apoyo (Figura 54), Posteriormente, se montó la malla a partir de módulos construidos sobre el suelo y colocados luego en su posición aprovechado ocho nuevas torres de apoyo (Figura 55); en primer lugar se colocaron los módulos de los voladizos, comenzando por las zonas especiales de esquinas antes citadas (Figura 56), para pasar luego a completar la malla de los citados voladizos (Figura 57), más tarde colocar la malla de todo el sector central y, finalmente, disponer la cubierta (Figura 58).

Durante esta última fase se realizó el desapeo de la cubierta. Para ello se dispusieron unos gatos hidráulicos por debajo de los elementos horizontales de arriostramiento de las patas de cada torre, de modo que una vez transferidas las

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

cargas a los gatos, se cortaron las patas de las torres, en una cantidad igual al descenso teórico previsto (15 cm) más una cierta cantidad adicional de resguardo. Efectuado el corte, los gatos se descargaron y, tras el descenso de estas estructuras provisionales, se pudo efectuar su retirada.

5. CERRAMIENTO LATERAL DEL VELÓDROMO

Completada la obra, la delegación de deportes que gestiona las instalaciones contempló la posibilidad de convertir el recinto cubierto en un palacio de deportes, lo cual exigiría ampliar las instalaciones del velódromo, y sobre todo, disponer un cerramiento lateral que controlase el ambiente interior.

Los autores propusieron un cerramiento, a modo de piel transparente sujeta a cables, que cumpliese con la misión asignada, sin dar sensación de apoyo continuo a la viga cajón, lo cual desvirtuaría el espíritu inspirador del proyecto, esto es, el apoyo de la cubierta en tan solo cuatro puntos [11].

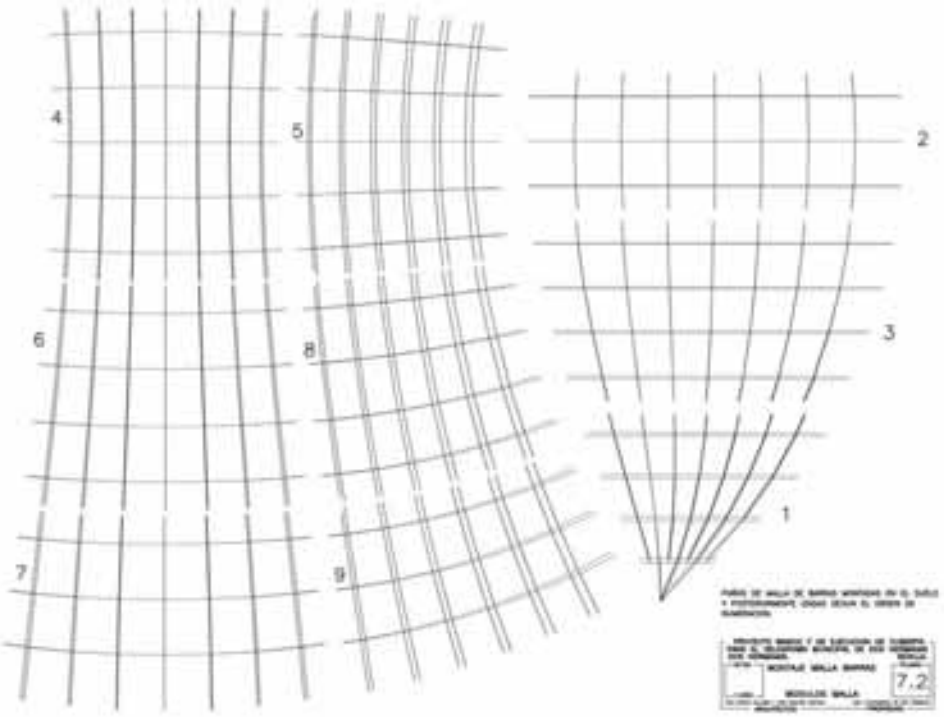


Figura 55. Orden de izado de los 25 paños de malla.
Figure 55. Order of hoisting of the 25 meshes.



Figura 56. Aspecto de la malla durante el montaje en la zona de voladizos.
Figure 56. Appearance of the mesh during erection in the jut area.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Escrig, F; Sánchez, J.: "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla" STAR BOOKS, Sevilla 2003, ISBN 84-88988-49-4, 130 pp (L).

[2] Ishii, K.: "Membrane Structures in the World" Shinkemchiku-sha Publishing Company, Tokyo, 1999.

55). The first step involved placing the mesh modules of the cantileverd sectors, starting with the aforementioned



Figura 57. Montaje de la malla.
Figure 57. Erection of the mesh.

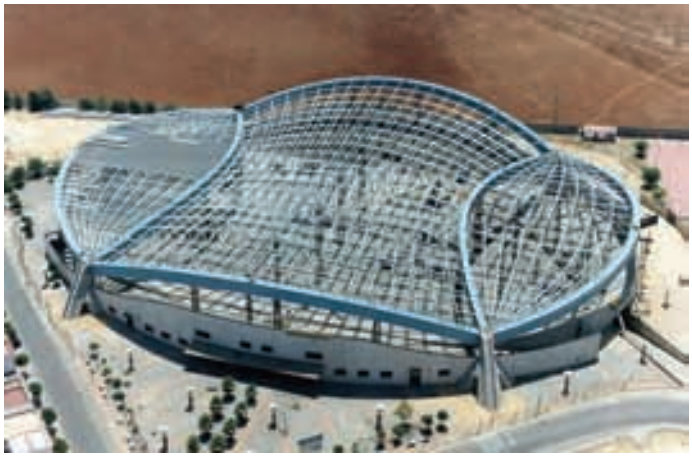


Figura 58. Vista aérea donde se ve la malla terminada, los puntales y el inicio del montaje de los elementos de la cubierta.
Figure 58. Aerial shot showing the finished mesh, the struts and the first stages of the erection of the roof elements.

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

corner areas (Figure 56), and then completing the mesh of said cantilevers (Figure 57). Then the mesh was placed in the whole central area and then the roof was finally installed (Figure 58).

The shoring of the roof was removed during this last stage. Hydraulic jacks were installed under the horizontal bracing elements of the legs of each tower. Once the loads were transferred to the jacks, the legs of the towers were cut the length of the projected theoretical reduction (15 cm) plus an additional amount as a safeguard. Once the cut was complete, the jacks were unloaded and were then completely removed when they reached the bottom of their travel.

5. SIDE ENCLOSURE OF THE VELODROME

Once the work was completed, the sports delegation in charge of the management of the facilities contemplated the possibility of transforming the covered area into a sports stadium. This would make it necessary to extend the facilities of the velodrome and, above all, to install a side enclosure to control the indoor atmosphere.

The authors suggested a transparent enclosure attached to cables that could perform its assigned function without giving the impression of a continuous support of the box beam, because this would run against the innovative spirit of the project of supporting the roof only at four points [11].

REFERENCES

[1] Escrig, F; Sánchez, J.: "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velodromo de Dos Hermanas. Sevilla" STAR BOOKS, Sevilla 2003, ISBN 84-88988- 49-4, 130 pp (L).

[2] Ishii, K.: "Membrane Structures in the World" Shinkemchiku-sha Publishing Company, Tokyo, 1999.

[3] Escrig, F. Sánchez, J.: "Great Space Curved Structures with rigid joints", Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, IASS, Nagoya, 2000.

[4] Escrig,F.; Sánchez, J. Pérez Valcarce, J.: "The Roman Oval", Fifth International Conference on Space Structures, Univ of Surrey, UK, Thomas Telford, 2002.

[5] Escrig, F.; Sánchez, J.: "Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures 'Great Space Curved Structures with Rigid Joints', Coords./ Eds.: H.KUNIEDA. TP130, 10 Páginas. IASS EN FORMATO CD. 2001

[6] ESCRIG, F.: "Pandeo de Estructuras". Publicaciones de la Universidad de Sevilla 1985 ISBN, 84-7405-308-0 (L).

[7] Meseguer, J.; Pindado, S.; Sanz, A. y Perales, J. M.: "Medida de las cargas de viento sobre la cubierta". Apéndice 1 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 103-114. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[8] SAP2000, "Integrated Software for Structural Analysis and Design", Computer and Structures Inc., Berkeley.

[9] Vázquez, E. y Compan, V.: "Ensayo en modelo reducido". Apéndice 2 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 115-118. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[10] ANSYS, "General-Purpose Finite Element Analysis Software", ANSYS, Inc.

[11] Escrig, F. y Sánchez, J.: "La construcción del velódromo de Dos Hermanas, Sevilla (España). Informes de la Construcción, Vol. 59, nº 508, pgs. 5-27, octubre-diciembre 2007.

[3] Escrig, F. Sánchez, J.: "Great Space Curved Structures with rigid joints", Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, IASS, Nagoya, 2000.

[4] Escrig,F.; Sánchez, J. Pérez Valcarce, J. : "The Roman Oval", Fifth International Conference on Space Structures, Univ of Surrey, UK, Thomas Telford, 2002.

[5] Escrig, F.; Sánchez, J.: "Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures 'Great Space Curved Structures with Rigid Joints', Coords./ Eds.: H.KUNIEDA. TP130, 10 Páginas. IASS EN FORMATO CD. 2001

[6] ESCRIG, F.: "Pandeo de Estructuras". Publicaciones de la Universidad de Sevilla 1985 ISBN, 84-7405-308-0 (L).

[7] Meseguer, J.; Pindado, S.; Sanz, A. y Perales, J. M.: "Medida de las cargas de viento sobre la cubierta". Apéndice 1 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 103-114. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[8] SAP2000, "Integrated Software for Structural Analysis and Design", Computer and Structures Inc., Berkeley.

[9] Vázquez, E. y Compan, V.: "Ensayo en modelo reducido". Apéndice 2 de "Cubiertas para instalaciones deportivas. Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla", pgs. 115-118. STAR BOOKS Structural Architecture, Sevilla, 2003

[10] ANSYS, "General-Purpose Finite Element Analysis Software", ANSYS, Inc.

[11] Escrig, F. y Sánchez, J.: "La construcción del velódromo de Dos Hermanas, Sevilla (España). Informes de la Construcción, Vol. 59, nº 508, pgs. 5-27, octubre-diciembre 2007.

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