

TFG Esther Sanchis Llopis

MES-F0118 Estudio, análisis y modelización mediante SAP2000 de la estructura del
Ginásio do Clube Atlético Paulistano - Paulo Mendes da Rocha



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

MES-F0118 Estudio, análisis y modelización mediante SAP2000 de la estructura del
Ginásio do Clube Atlético Paulistano - Paulo Mendes da Rocha

Trabajo final de grado | Grado en fundamentos de la arquitectura. Curso 2016-2017
Autor: Esther Sanchis Llopis
Tutor: David Gallardo Llopis

Índice

Resumen	3
Resum	5
Abstract	7
00. Análisis previo	9
Análisis del arquitecto	11
Análisis de la obra	19
01. Estructura de la obra	27
Definición general	29
Definición detallada de elementos	31
02. Modelo	35
Elaboración de la geometría en Autocad	37
Inserción de secciones en SAP 2000	53
Inserción de cargas en SAP 2000	59
Condiciones de enlace en SAP 2000	77
Combinación de acciones	81
03. Resultados de deformación	87
Resultados generales en ELS	89
Comprobación de flecha	93
04. Resultados de resistencia	101
Dimensionado de elementos horizontales de hormigón	103
Dimensionado de elementos verticales de hormigón	117
Dimensionado de elementos metálicos	137
05. Resultados finales del modelo	155
06. Conclusiones	159
07. Bibliografía	163
08. Índice de imágenes	167
09. Índice de tablas	179

Resumen

El *Ginásio do Clube Atlético Paulistano* del arquitecto brasileño Paulo Mendes da Rocha posee el atractivo de una estructura vista, sin revestimientos ni complejos y, pensada desde el proceso de proyecto arquitectónico. Presenta, además, una fuerte dualidad que le proporciona un interés adicional. Por un lado el hormigón, un material rotundo y pesado trabajando fundamentalmente a compresión y sirviendo de base. Un material atemporal e inmutable a las inclemencias del tiempo que contrasta con la levedad visual del acero, que funciona a tracción y en el que es más fácilmente observable el paso del tiempo.

El presente trabajo versa sobre este edificio, situado en Sao Paulo y proyectado en 1958. Empieza con una descripción de los aspectos arquitectónicos de interés presentes en la obra de Mendes da Rocha y, más concretamente, en el proyecto de estudio. Para posteriormente centrarse en un profundo análisis estructural e incluso diseño de elementos a deformación y a resistencia. Para ello se ha empleado el programa informático líder en el cálculo de estructuras, esto es, el SAP 2000.

Palabras clave: estructura metálica, estructura de hormigón, modelo, análisis, diseño, SAP 2000.

Resum

El *Ginásio do Clube Atlético Paulistano* de l'arquitecte brasiler Paulo Mendes da Rocha posseeix l'atractiu d'una estructura vista, sense revestiments ni complexos i, pensada des del procés de projecte arquitectònic. Presenta, a més, una forta dualitat que li proporciona un interès addicional. Per un costat el formigó, un material rotund i pesat treballant fonamentalment a compressió i servint de base. Un material atemporal i immutable a les inclemències del temps que contrasta amb la levitat visual de l'acer, que funciona a tracció i en el que és més fàcilment observable el pas del temps.

El present treball versa sobre aquest edifici, situat a Sao Paulo i projectat en 1958. Inicia amb una descripció dels aspectes arquitectònics d'interès presents en la obra de Mendes da Rocha i, més concretament, en el projecte d'estudi. Per a posteriorment centrar-se en una profunda anàlisi estructural i fins i tot disseny d'elements a deformació i resistència. Per això s'ha utilitzat el programa informàtic líder en el càlcul d'estructures, és a dir, el SAP 2000.

Paraules clau: Estructura d'acer, estructura de formigó, model, anàlisi, disseny, SAP 2000.

Abstract

The *Ginásio do Clube Atlético Paulistano*, by Brazilian architect Paulo Mendes da Rocha has the appeal of a seeable structure, without claddings or complexes that has been thought from the process of an architectural project. It shows, moreover, a strong duality that makes it particularly interesting. On one side, the use of concrete, a very tough and heavy material that has been used essentially in compression and works as a base. It is a timeless and immutable material against the harshness of the weather that creates a contrast with the visual lightness of the steel, that works by traction and in which it is easier to perceive the passage of time.

This study is about that building, located in Sao Paulo and planned in 1958. We will start with a description of the most interesting architectural aspects on Mendes da Rocha's work, specifically those present in the project we analyse. Later on, we will focus on a detailed structural analysis and, even, in the design of deforming and resisting elements. For that purpose we have used the leading structural calculation informatic programme SAP 2000.

Key words: steel structure, concrete structure, design, model, analysis, SAP 2000.

00. Análisis previo

00. Análisis previo

Análisis del arquitecto



Paulo Mendes da Rocha nació en 1928 en la ciudad de Vitória, en Brasil. Su trayectoria y su obra se ven fuertemente influenciadas por tres aspectos: entorno familiar, formación académica y contexto político y social.

Por un lado, Mendes da Rocha se crió en el seno de una familia de ingenieros. Esto le hizo ser consciente y confiar, desde siempre, en las posibilidades que ofrecen los materiales y las estructuras, a la vez que le proporcionó gran rigor y exactitud en su obra.

Por otro lado y, una vez finalizados sus estudios en 1954 en la Facultad de Arquitectura e Urbanismo de la Universidade Mackenzie en Sao Paulo, inició lo que llama él “una segunda carrera de arquitectura” siendo asistente de Vilanova de Artigas, donde profundizó en la importancia de la arquitectura a nivel social y según afirma “con él hice un verdadero aprendizaje sobre lo que es arquitectura”. Esto es, en estos años reforzó el deseo de ofrecer a la ciudad del espacio público que se genera debajo de sus edificios.

Además, la obra de Mendes da Rocha se ve claramente marcada por el contexto social y político en el que vivió, ya que fue joven durante los años 60, es decir durante el desarrollo de dictaduras militares en América del Sur. Esto le hizo posicionarse fuertemente en contra, e incluso adoptar un compromiso político que se ve reflejado a modo de respuestas arquitectónicas en lo que se conoce como la Escuela Paulista Brutalista, que protagoniza junto a su maestro Vilanova Artigas.

La Escuela Paulista Brutalista es una corriente que nació con Vilanova Artigas pero que se extendió a partir de su influencia en la Facultad de Arquitectura de Sao Paulo y, en el caso de Mendes da Rocha, a partir de ser su asistente de proyectos. Artigas propuso un plan de estudios que formara a un profesional completo que sirviera para reconstruir el país, en el que priorizaba el taller de proyectos como medio de discusión y enseñanza.

De este modo, la Escuela Paulista se puede entender como el conjunto de obras realizadas en Brasil entre los años 50 y 70, ya que todas ellas comparten una serie de características comunes que también se encuentran en la obra de Mendes da Rocha.

La principal característica de estas obras es el alarde o atrevimiento estructural. Un ejemplo de ello es la afirmación de Villanova Artigas "Arquitectura, básicamente, es desafiar la ley de la gravedad: eliminar apoyos, lanzar vanos, equilibrar. El resto es confort. Un poco de confort aquí, un poco de confort allí".

Otros aspectos fundamentales son la importancia de la lógica constructiva, la geometría rotunda y rigurosa, el compromiso a escala urbana y la apertura espacial.

En la obra de Mendes da Rocha encontramos todas estas características sintetizadas y bien entendidas.

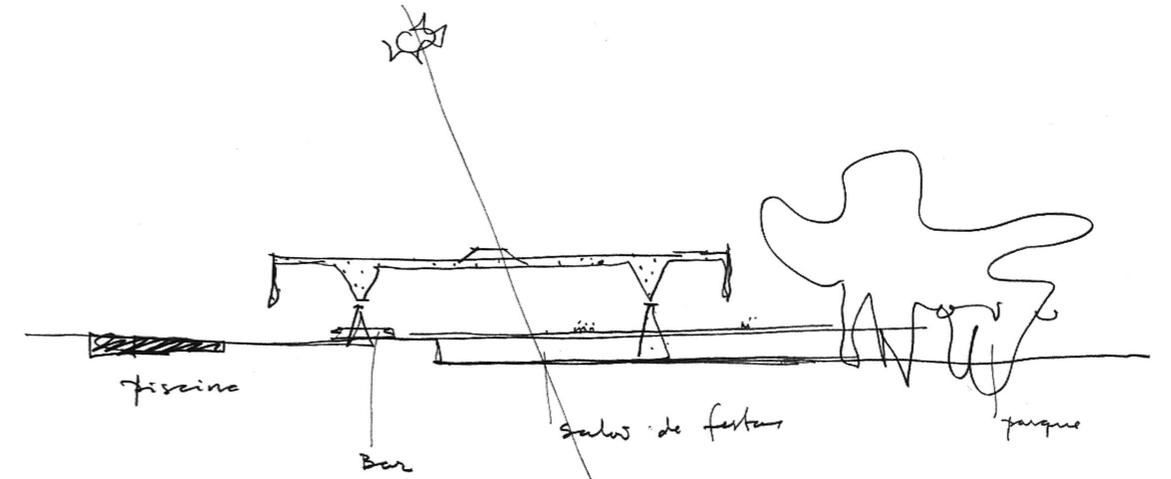
Importancia de la estructura

La importancia que se le da a la estructura en las obras de Mendes da Rocha es claramente observable, ya que desde sus bocetos o dibujos iniciales se puede ver una intención clara de cómo se pretende resolver la estructura.

Es decir, sus esquemas iniciales no son simples abstracciones volumétricas cargadas de voluntad formal, si no más bien, muestran la intención de resolver problemas y dar respuesta arquitectónica a una serie de condicionantes iniciales, entre los que se encuentra, indudablemente, la gravedad.

"El diagrama busca la manera más rápida, el camino más corto y el cálculo más eficaz para llevar las cargas hasta el suelo a través de los elementos verticales e inclinados, de pórticos y columnas; busca minimizar la energía potencial de la carga y maximizar la energía de tensión de la estructura".

Es decir, para Mendes da Rocha la estructura no solo forma parte directa de la arquitectura, sino que es arquitectura. Es un condicionante a resolver que se debe tener en cuenta desde el inicio del proyecto arquitectónico.



Lógica constructiva

Para Mendes da Rocha arquitectura y construcción van de la mano. Los edificios se proyectan para ser construidos, por tanto, deben de ser diseñados para tal fin. En este sentido, entiende la arquitectura como una transformación del lugar, de la naturaleza, que se lleva a cabo a través de acciones técnicas. Esto es, considera de vital importancia para un arquitecto el conocimiento de la técnica.

En la entrevista “*De um traço nasce a arquitetura*” incluso afirma que “la imaginación es una cuestión humana, eminentemente técnica. Quien imagina alguna cosa, tiene, por lo tanto, que saber fabricar esa cosa”.

En esta afirmación se observa la gran importancia que le da el arquitecto paulista a la materialización y construcción de la obra proyectada. Llegando a admitir que incluso en la propia imaginación o primera aproximación al proyecto arquitectónico, se lleva o se debe llevar implícita la futura construcción del mismo.

Esta creencia se ve reflejada en sus obras, ya que todas ellas poseen un alto rigor técnico y constructivo, que hace que además de ser proyectos brillantes, se encuentren materializados de la mejor manera posible.

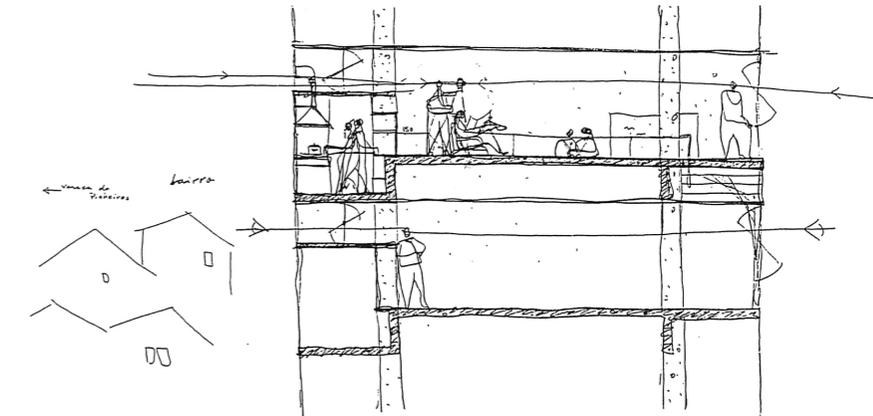
Geometría rotunda y rigurosa

Los proyectos de Mendes da Rocha, se caracterizan por la utilización de geometrías puras y rotundas, tales como prismas, circunferencias, trapecios, etc, que confieren a las obras de gran riqueza y belleza formal.

No obstante, esta belleza plástica no es una intención de partida, ya que la forma, en todos sus proyectos, la define la estructura y la lógica constructiva. Esto es, la forma no es una intención en sí, sino más bien el resultado de resolver otros condicionantes.

Además de esto, Mendes da Rocha rechaza por completo la arquitectura como capricho formal del arquitecto. Para él, la arquitectura debe responder a las necesidades de las personas.

En este sentido resulta sorprendente cómo sus proyectos, pese a su gran escala estructural y radicalidad formal, responden satisfactoriamente a la escala humana. Esto se distingue también en sus secciones, ya que en ellas se reflejan las distintas relaciones observables por el ser humano.



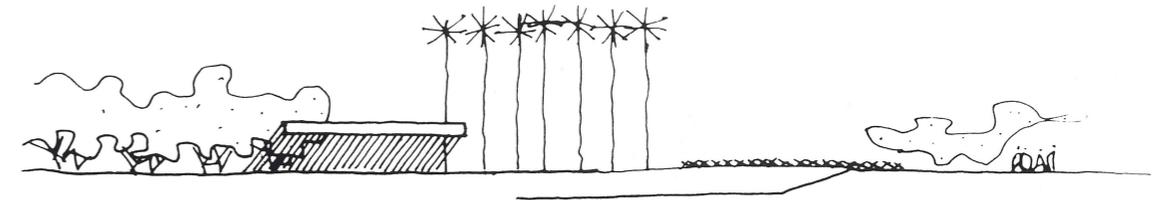
Compromiso a escala urbana y apertura espacial

La arquitectura de la Escuela Paulista y, por consiguiente, de Mendes da Rocha, se caracteriza por desarrollarse en un fuerte contexto político que hizo a los arquitectos adoptar un compromiso social de protesta e incluso respuesta arquitectónica.

Esta respuesta arquitectónica se materializa con proyectos generosos con el usuario y la escala de la ciudad. Es decir, pensando los mismos desde sus condicionantes urbanos y con la voluntad de ofrecer espacios y mejorar la vida de la ciudad. Para Mendes da Rocha "la arquitectura es más de lo que se dice, es una profesión política, que toma decisiones sobre la ciudad, y que no se pueden tomar por cuenta propia".

Todo esto se traduce, más concretamente, en el tratamiento del espacio público en todos sus proyectos. Es decir, se evita entender los edificios como una simple caja cerrada y hermética, ajena al lugar y a las necesidades de los ciudadanos. Esto lo consigue mediante la apertura espacial, que consiste en brindar a la ciudad y al usuario de espacio público (que es el propio edificio o una parte del mismo) que proporciona protección, sombra o cobijo.

También es común que se busque una apertura del espacio a través de entradas de luz cenitales, que en cierto modo disminuyen la sensación de compresión espacial y establecen otra vía de conexión con el lugar a través del cielo.



00. Análisis previo

Análisis de la obra. *Ginásio do Clube Atlético Paulistano.*

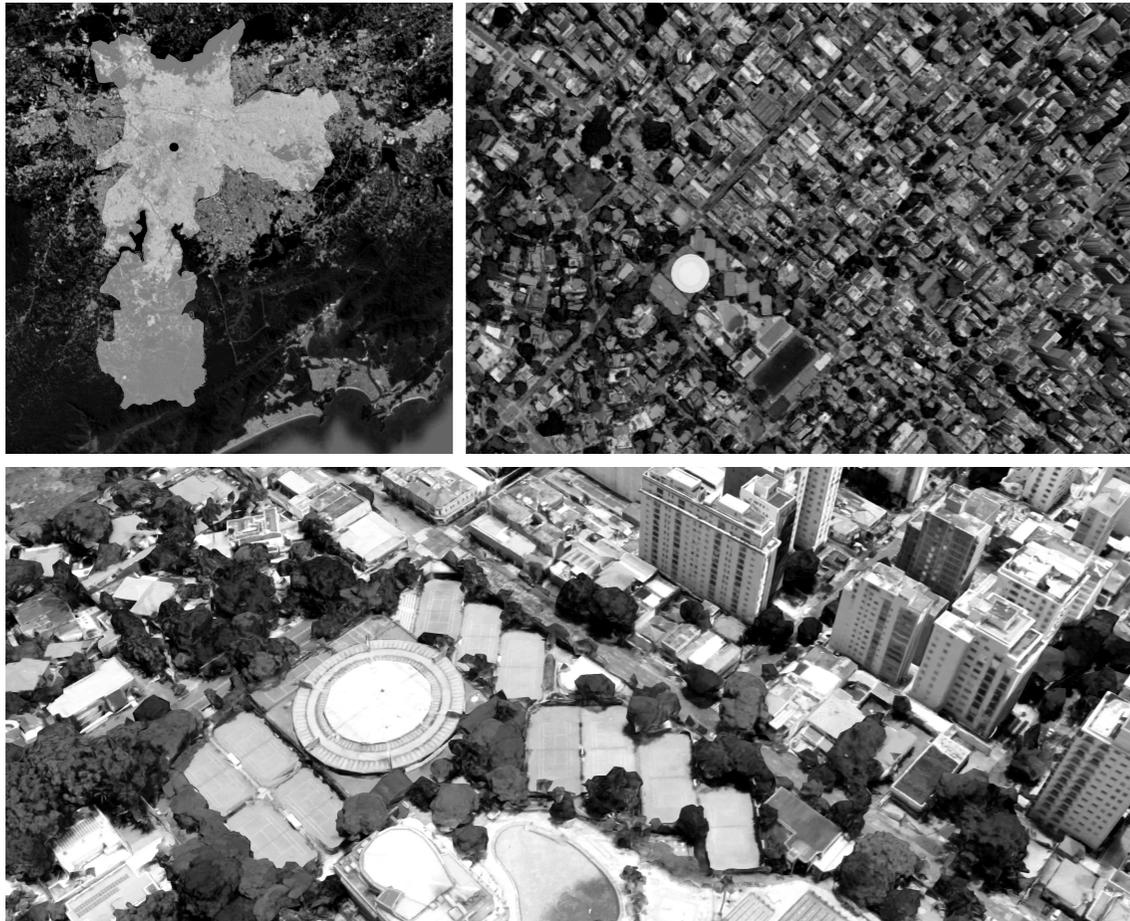


Arquitecto: Paulo Mendes da Rocha
Colaborador: Joao Eduardo de Gennaro
Consultores: Escritório Técnico Paulo Franco da Rocha (estructura de hormigón)
Escritório Técnico Andratel (estructura metálica)
Constructor: Sociedade Comercial e Construtora
Cliente: Clube Atlético Paulistano

El Ginásio do Clube Atlético Paulistano fue proyectado por Paulo Mendes da Rocha en 1958, con 29 años de edad y después de 3 años de haber finalizado los estudios de arquitectura. El edificio se proyectó con motivo de un concurso del Club Atlético Paulistano en Sao Paulo y resultó ganador. En 1961, además, recibió el Gran Premio en la sexta edición de la Bienal Internacional de Sao Paulo por el ingenio en la estructura y la belleza plástica del volumen.

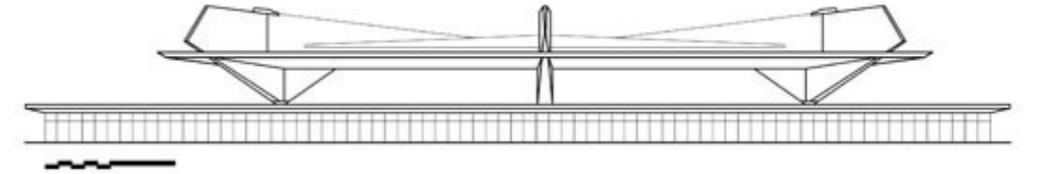
Este fue el primer edificio importante proyectado por Mendes da Rocha, y según afirma “no hice el concurso para ganar, lo hice como a mí me gustaba y me pareció interesante”. Esto es, al tratarse todavía de un arquitecto joven, se presentó al concurso proyectando de manera intuitiva y con total libertad. Debido al éxito del proyecto, Mendes da Rocha fue invitado para ser asistente de Vilanova Artigas en la FAUSP (*Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Sao Paulo*).

El edificio se sitúa en Rua Honduras nº 1400 en Sao Paulo, Brasil. Actualmente se encuentra insertado en una trama urbana muy definida. No obstante, cuando se proyectó se trataba de un lugar pobre y periférico. Esto le sirvió a Mendes da Rocha como punto de partida en la concepción del proyecto, ya que trató de ofrecer a la ciudad de un espacio público en el que realizar otro tipo de eventos, para mejorar así la vida y la actividad social en las afueras.



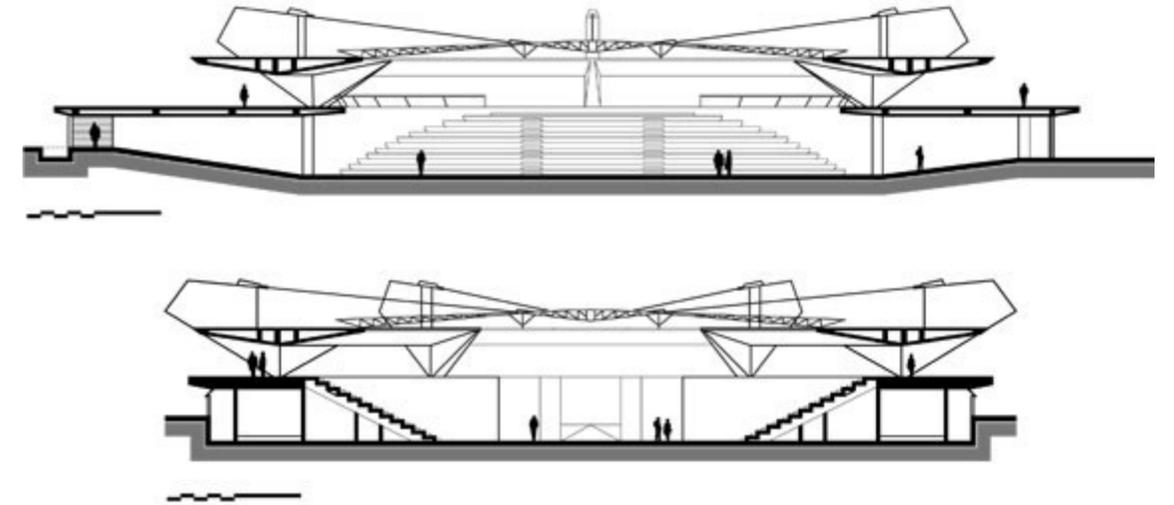
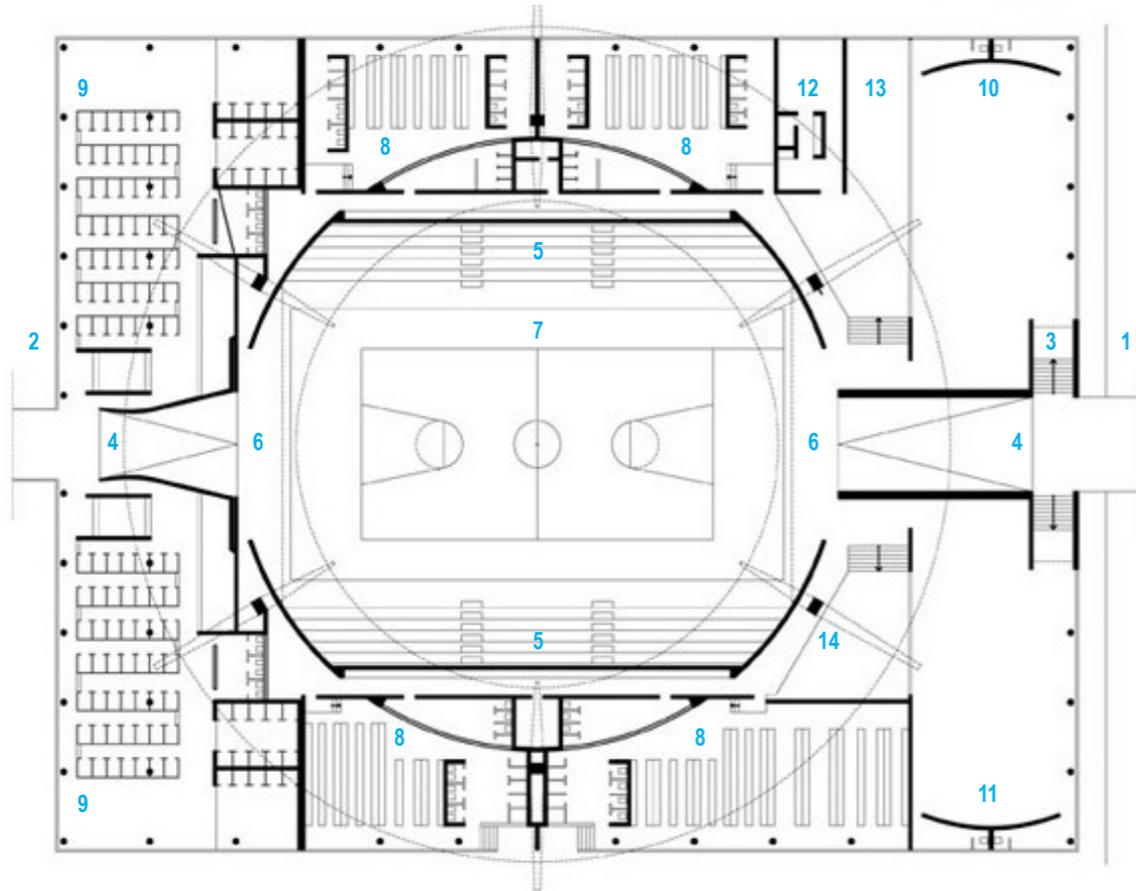
El proyecto se define mediante dos volúmenes. Uno inferior rectangular de 75 x 60 metros donde se sitúa el programa complementario y sobre el que se genera un espacio público que se conecta a la calle mediante rampas y escaleras. Este volumen rectangular se encuentra perforado en el centro, donde alberga la pista principal que sirve para distintos deportes y también para otros supuestos eventos tal y como aspiraba Mendes da Rocha. Desde el espacio público exterior se puede acceder a la pista a través de gradas con aforo para 2000 espectadores situadas a dos lados opuestos.

El segundo volumen circular es el que sirve de cubierta a la pista central y el que, debido a su estructura, permite una gran permeabilidad entre el edificio y su entorno.



1. Rua Colombia
2. Parque del club y piscina
3. Escaleras acceso desde calle a espacio público superior
4. Rampas de acceso
5. Gradas
6. Tribunas especiales
7. Pista

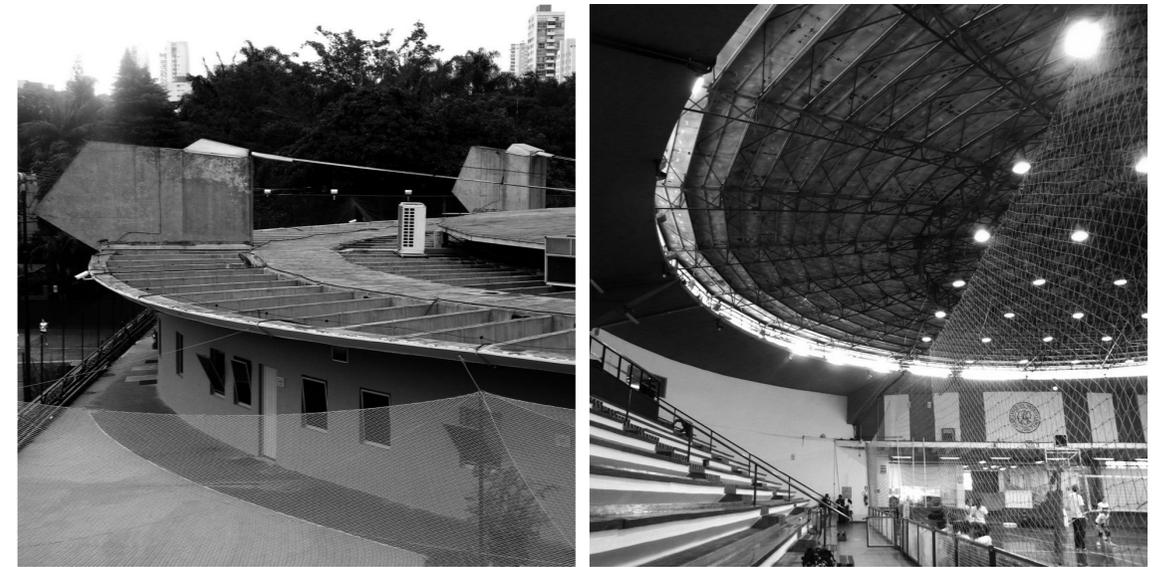
8. Vestuarios
9. Vestuarios piscina
10. Gimnasio de aparatos
11. Sala de esgrima
12. Departamento médico
13. Departamento de deportes
14. Bar



A la apertura espacial que se genera en dirección horizontal se le suma una entrada de luz natural en dirección vertical que proporciona un ambiente intermedio entre exterior e interior. Esto se consigue con un tratamiento opaco de la cubierta en la periferia y traslúcida en el centro.



Lamentablemente, la voluntad de Mendes da Rocha de crear un edificio abierto a la ciudad y generoso con el usuario no es observable en la actualidad, ya que el volumen superior circular ha sido colmatado en todo su perímetro por cerramientos opacos para poder albergar ciertos usos como almacenes u oficinas.



01. Estructura de la obra

01. Estructura de la obra

Definición general.

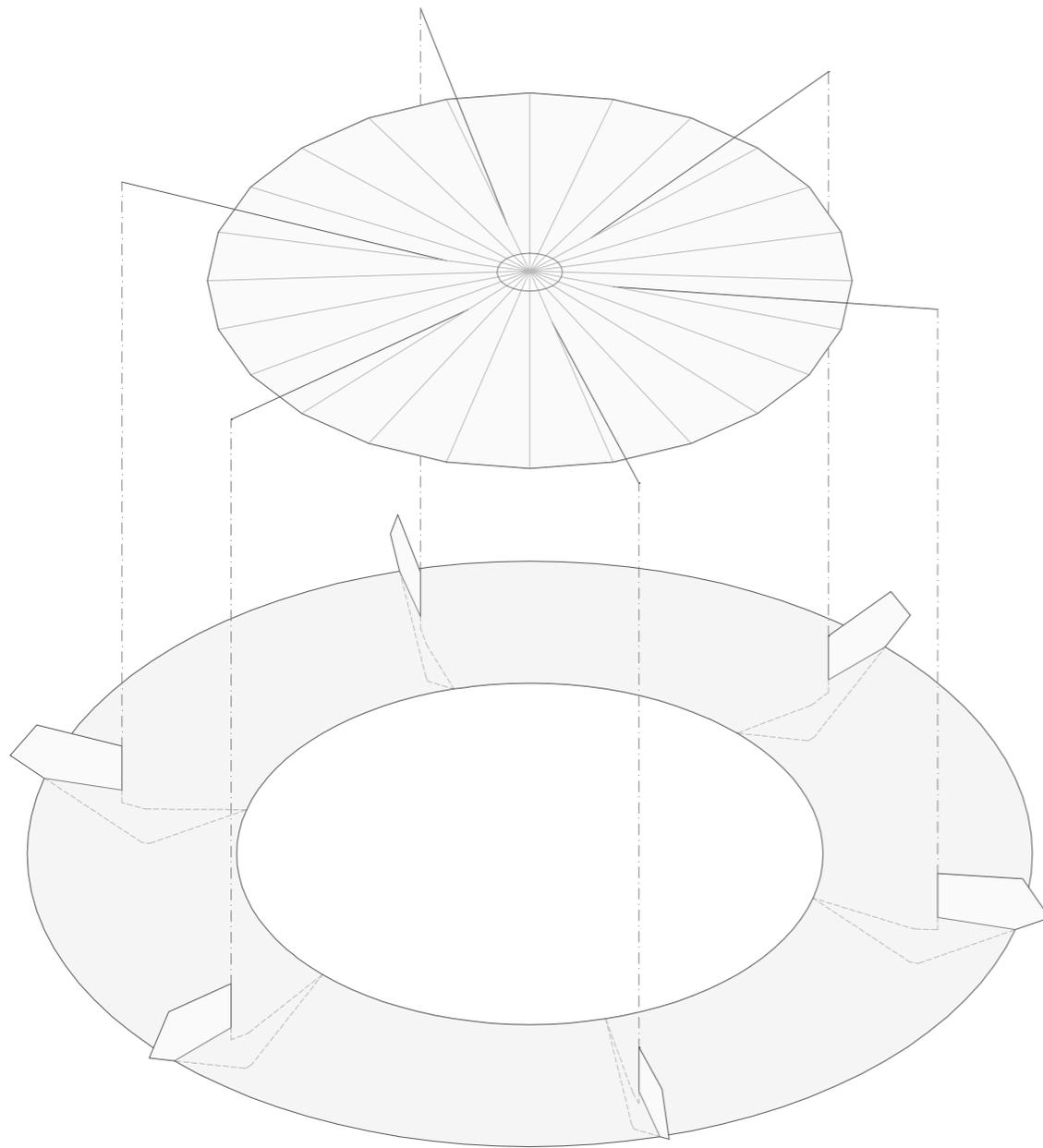
El *Ginásio do Clube Atlético Paulistano* se compone de dos volúmenes muy diferenciados y con estructuras radicalmente distintas. El volumen inferior prismático de 75 x 60 metros se sustenta mediante una estructura porticada de hormigón con pilares circulares de 20 cm de diámetro y luces de entre 5 y 6 metros. Mientras el volumen superior genera una estructura singular a partir de 6 pilares que suben de la planta inferior.

El volumen superior es el que en realidad posee la característica típica de la Escuela Paulista, es decir, el ingenio y alarde estructural. Para el planteamiento estructural de este volumen, Mendes da Rocha hace frente a una doble voluntad; por un lado, la de cubrir una gran luz sin apoyos intermedios (al tratarse de un espacio de juego) y, por otro lado, la de dotar al edificio de una cierta permeabilidad horizontal de conexión con el entorno.

Para conseguir esto, recurre a la forma circular, ya que permite tensiones homogéneas. De este modo, dispone de 6 pilares apantallados situados de manera radial y que sustentan un anillo de hormigón de 60 metros de diámetro exterior y 35 de diámetro interior. Los pilares y el anillo forman un conjunto de elementos que trabajan fundamentalmente a compresión y que, por tanto, están materializados con hormigón armado.

El vacío central de 35 metros de diámetro se cubre con una estructura metálica a base de cerchas radiales y correas, que trabajan principalmente a tracción. Esta estructura apoya en el anillo de hormigón y, adicionalmente, se sujeta mediante cables tensores metálicos anclados en los pilares.





01. Estructura de la obra

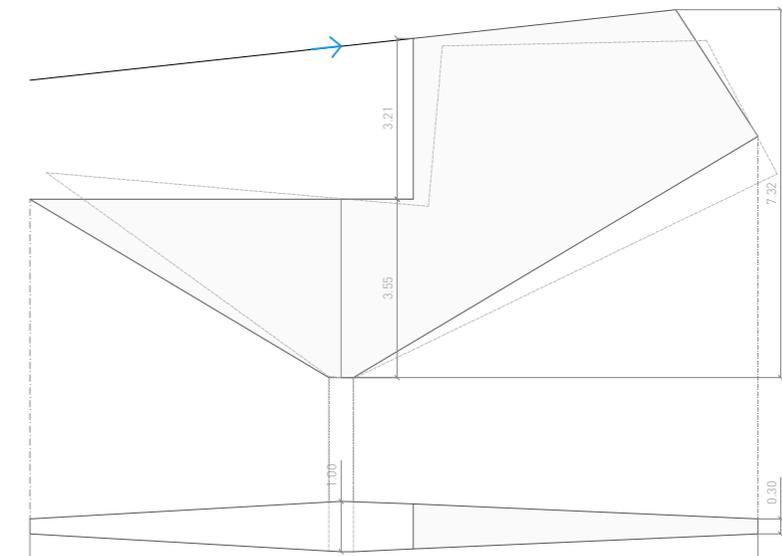
Definición detallada de elementos.

Pilares

Los pilares tienen una forma muy peculiar, se pueden entender casi como muros, ya que su espesor es muy reducido frente a su longitud en planta. En su extensión hacia el suelo forman un triángulo apoyándose únicamente en un vértice del mismo, esto define una cualidad típica de la Escuela Paulista, que es la levedad de los apoyos.

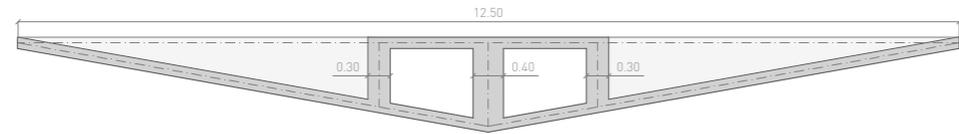
En altura los pilares se extienden más allá de la marquesina anular, para poder sujetar los cables tensores. Esto hace que la masa de los pilares esté distribuida de manera que el centro de gravedad de los mismos quede descentrado del apoyo. Así, se produce un “vuelco” que favorece el tensado de los cables.

No obstante, como se puede observar en la planta, los pilares tienen una sección variable (más ancha en el centro) que permite que los pilares posean equilibrio por sí mismos, es decir, pueden mantenerse erguidos sin el arriostamiento del anillo de hormigón y sin la presencia de los cables.



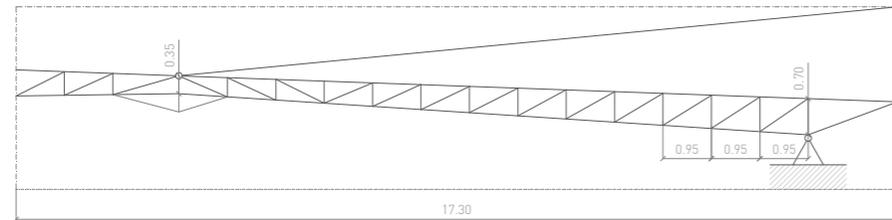
Anillo

La marquesina anular de hormigón visto tiene aproximadamente 12,50 metros de ancho y está formada por una viga en doble cajón perdido y dos costillas simétricas. El anillo es el que mantiene juntos los pilares, actuando como elemento de atado y también como elemento de apoyo a las cerchas radiales de la estructura metálica.



Cerchas

Las cerchas radiales tienen una altura variable de 0,70 m a 0,35 m. El punto de la cercha donde menor es su canto, coincide con la unión del cordón superior al cable tensor. El dibujo muestra la mitad de una cercha radial, es decir, el extremo izquierdo representa el centro de la circunferencia general del edificio.



Cables

Los tensores son en realidad cables dobles que van desde el pilar de hormigón a la cubierta y vuelven. Esto es así para poder ajustar la tensión del cable y que todos trabajen igual. De este modo se consigue una estructura trabajando en simetría radial.

Recogida de aguas pluviales

La cubierta metálica tiene una ligera pendiente de aproximadamente el 3,50 % que vierte el agua hacia el anillo de hormigón. El agua es llevada por conductos hasta las bajantes situadas en las columnas que terminan en la zona de vestuarios y baños.



02. Modelo

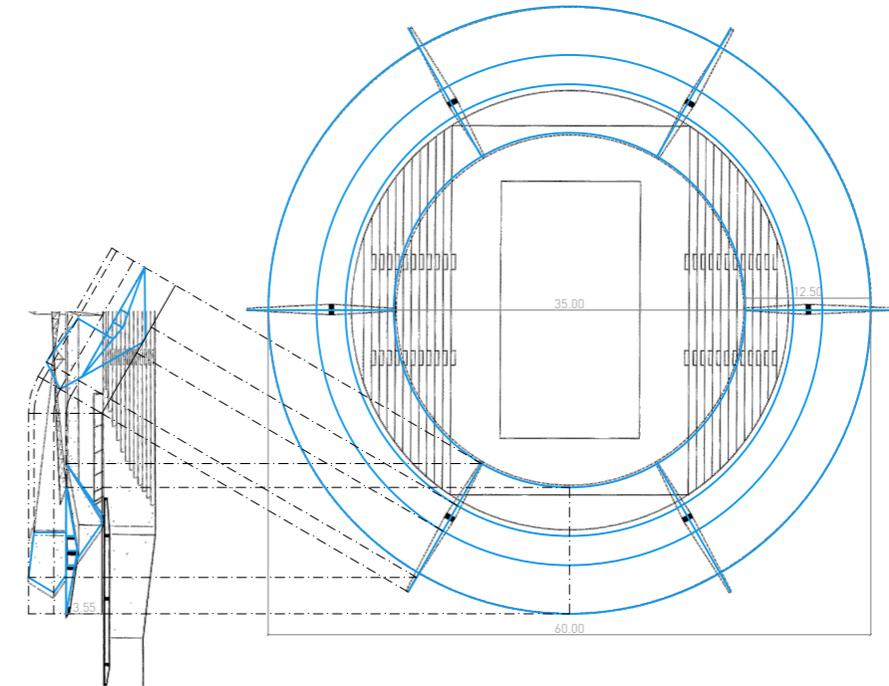
Elaboración de la geometría en Autocad.

Para modelar la estructura del edificio se ha recurrido al software Autocad desarrollado por Autodesk. Posteriormente, en el mismo programa se ha ejecutado una aplicación para que la orientación de las barras y elementos finitos sea la misma y compatible con el posterior cálculo en el programa SAP 2000.

Para el modelado, en primer lugar, se ha analizado la geometría del edificio. A partir de referencias de la planimetría existente y de datos bibliográficos de dimensiones se ha reconstruido, de la manera más rigurosa posible, el edificio. Los datos dimensionales que se han tenido en cuenta son los siguientes:

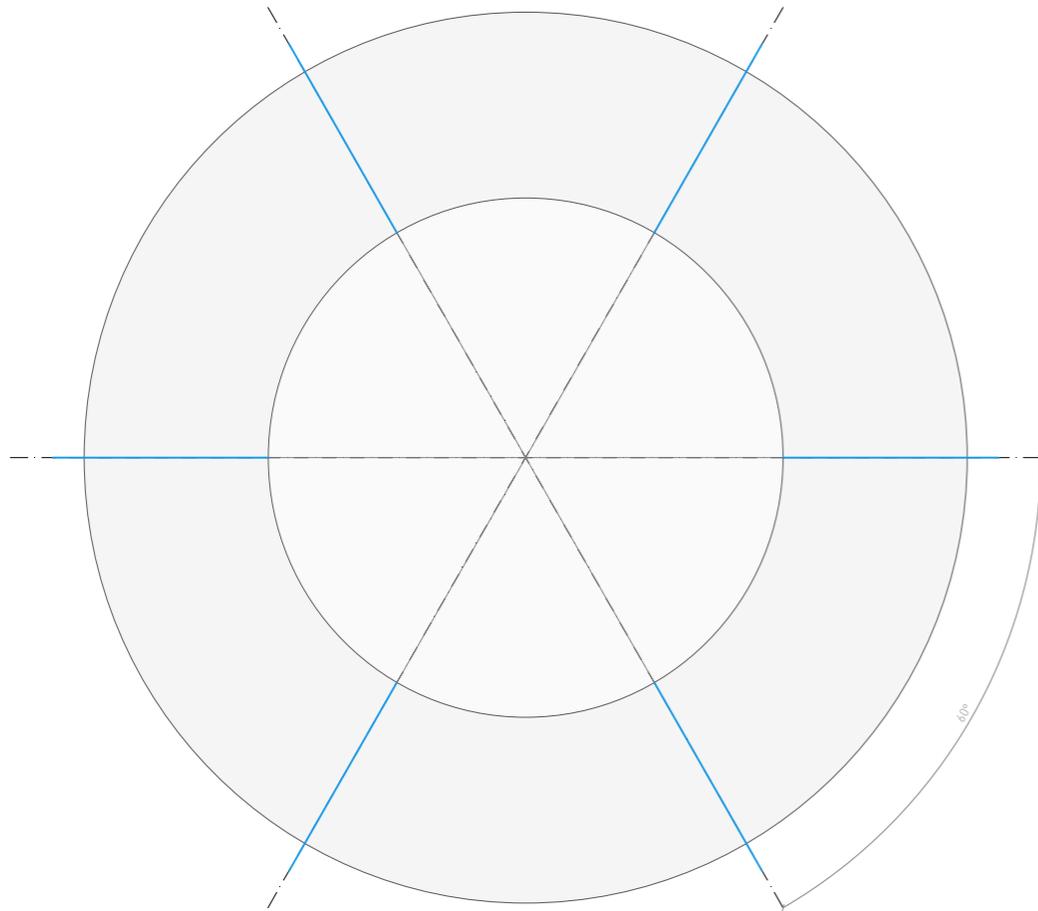
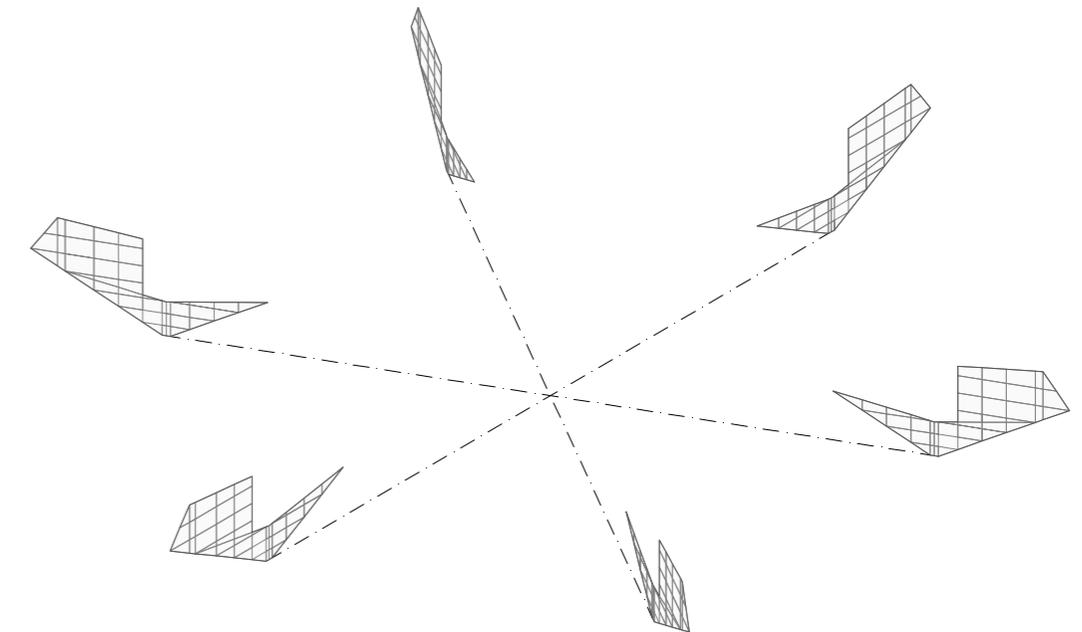
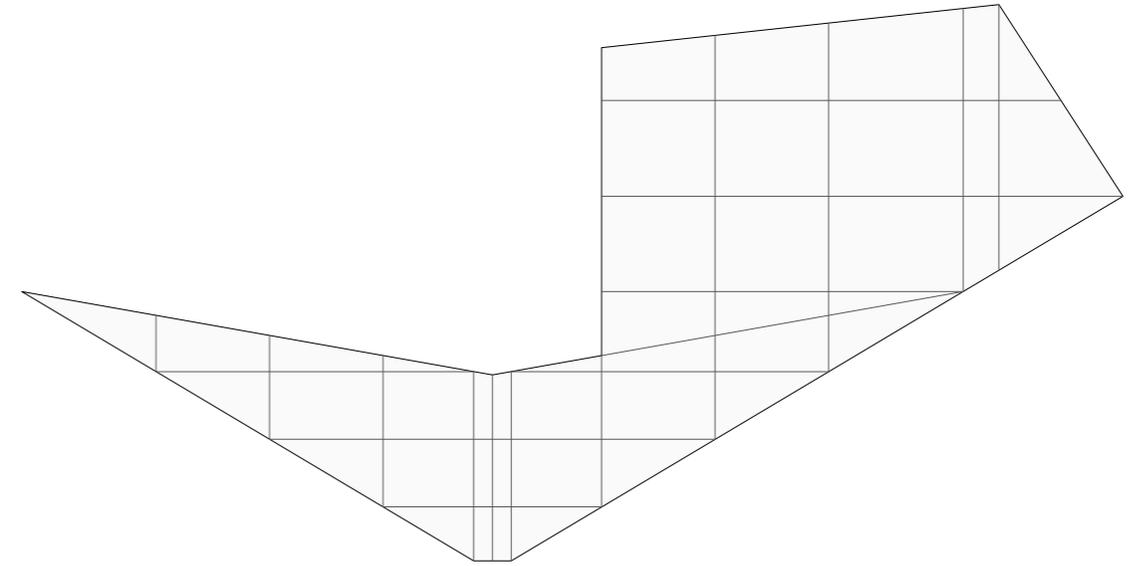
- Diámetro exterior del edificio: 60,00 metros
- Ancho de anillo de hormigón: 12,50 metros
- Altura que se levanta el anillo del suelo en el punto más alto: 3,55 metros
- Diámetro de hueco a cubrir por estructura metálica: 35,00 metros

A partir de estas dimensiones se ha insertado y ajustado la planimetría existente, para poder dibujar el resto de elementos a partir de un calcado y utilizando dimensiones exactas, más cercanas a lo que podría ser la realidad.

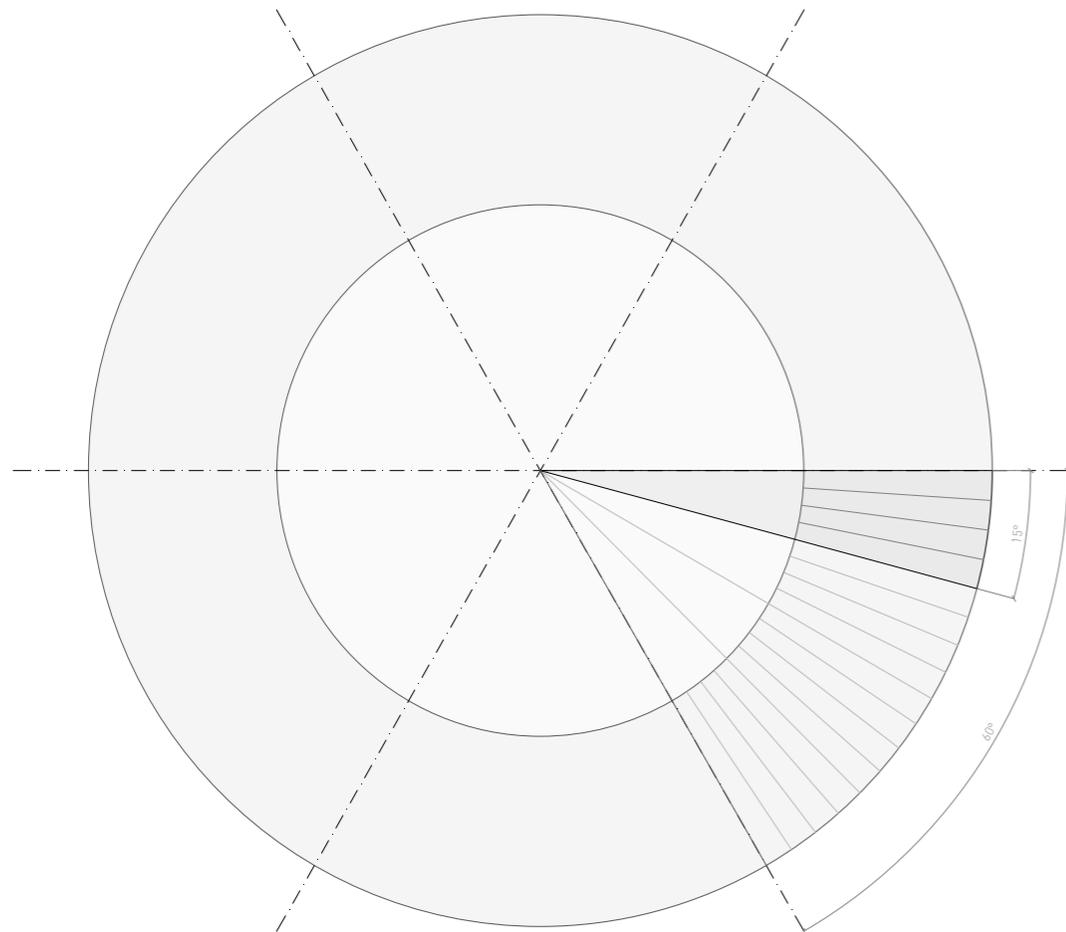


En segundo lugar, se ha observado la simetría radial que posee el edificio, esto es, está formado por 6 sectores idénticos de 60 grados cada uno entre los cuales se encuentran los pilares. De este modo, se ha procedido al modelado por completo y en detalle de uno de los pilares, para posteriormente copiarlo 5 veces y girarlo los grados necesarios para poder formar los 6 apoyos del edificio circular completo.

Para modelar los pilares, al tratarse de elementos estructurales superficiales, se ha utilizado el comando de Autocad 3DCARA. De este modo, se ha subdividido la compleja geometría del pilar en superficies más pequeñas en forma triangular, trapezoidal o rectangular.

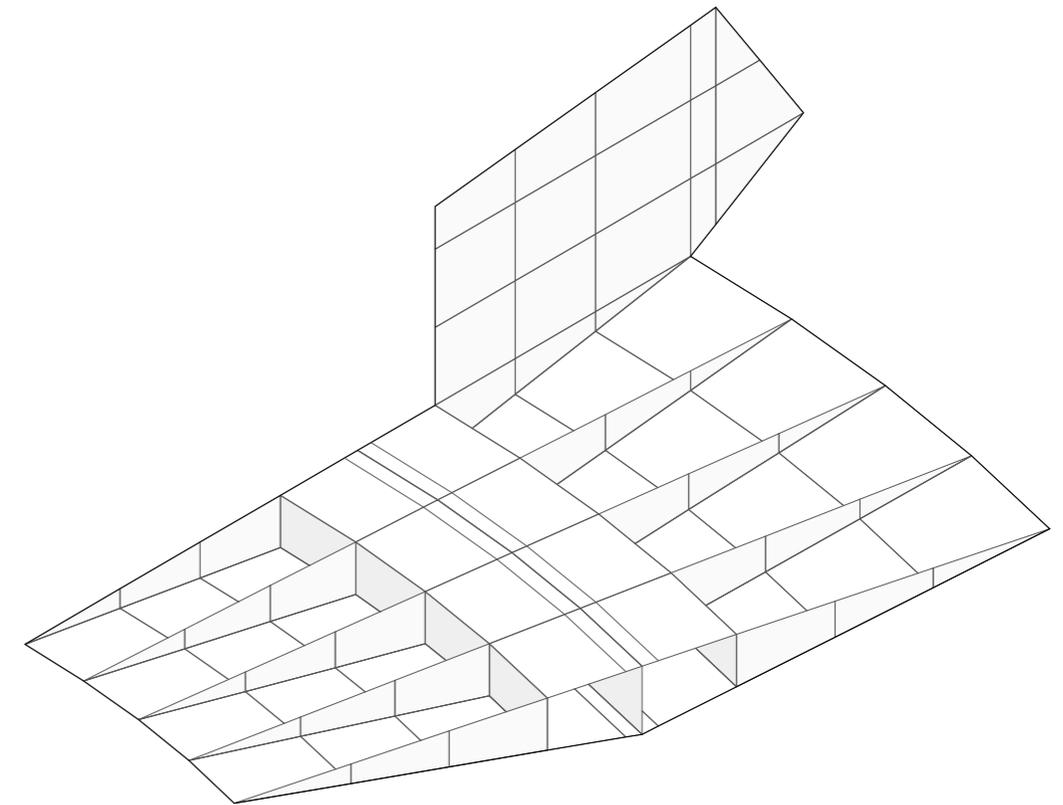


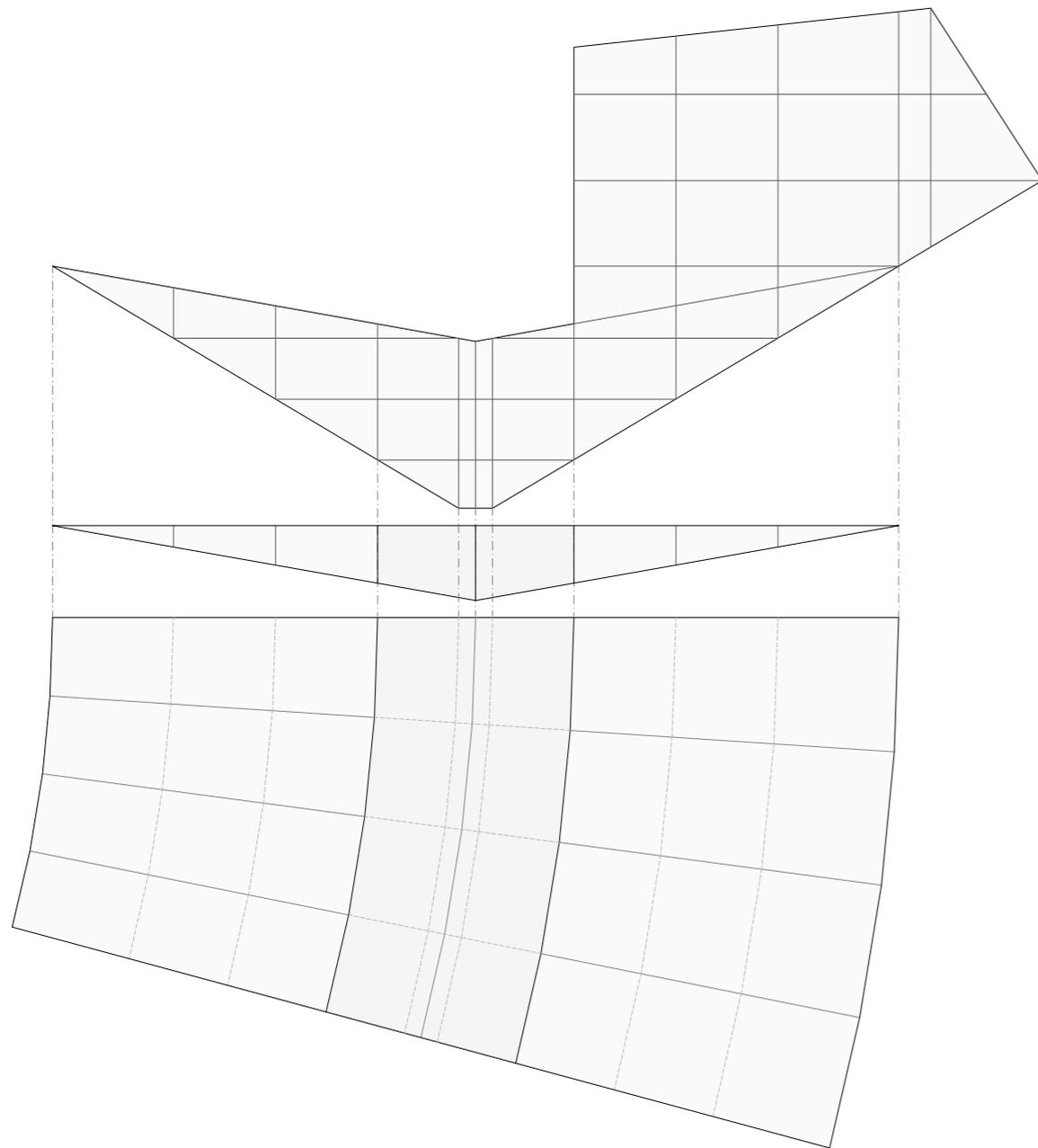
Para modelar el resto del edificio se ha observado que cada sector, a su vez, se encuentra fraccionado, en el caso de la estructura metálica, en 4 partes idénticas y, en el caso de la estructura de hormigón en 16. Por tanto, se ha procedido a detallar el modelo de 1/24 del edificio, para posteriormente copiarlo y girarlo de 15 en 15 grados. Una vez cerrada la circunferencia completa, se ha unido junto con los pilares.



Modelo 1/24 de edificio | Anillo de hormigón

La parte de edificio correspondiente al anillo de hormigón, se ha modelado de manera análoga a los pilares, es decir, con 3DCARAS. Además, para la subdivisión del anillo en superficies más pequeñas se ha llevado la correspondencia de las divisiones empleadas para los pilares.

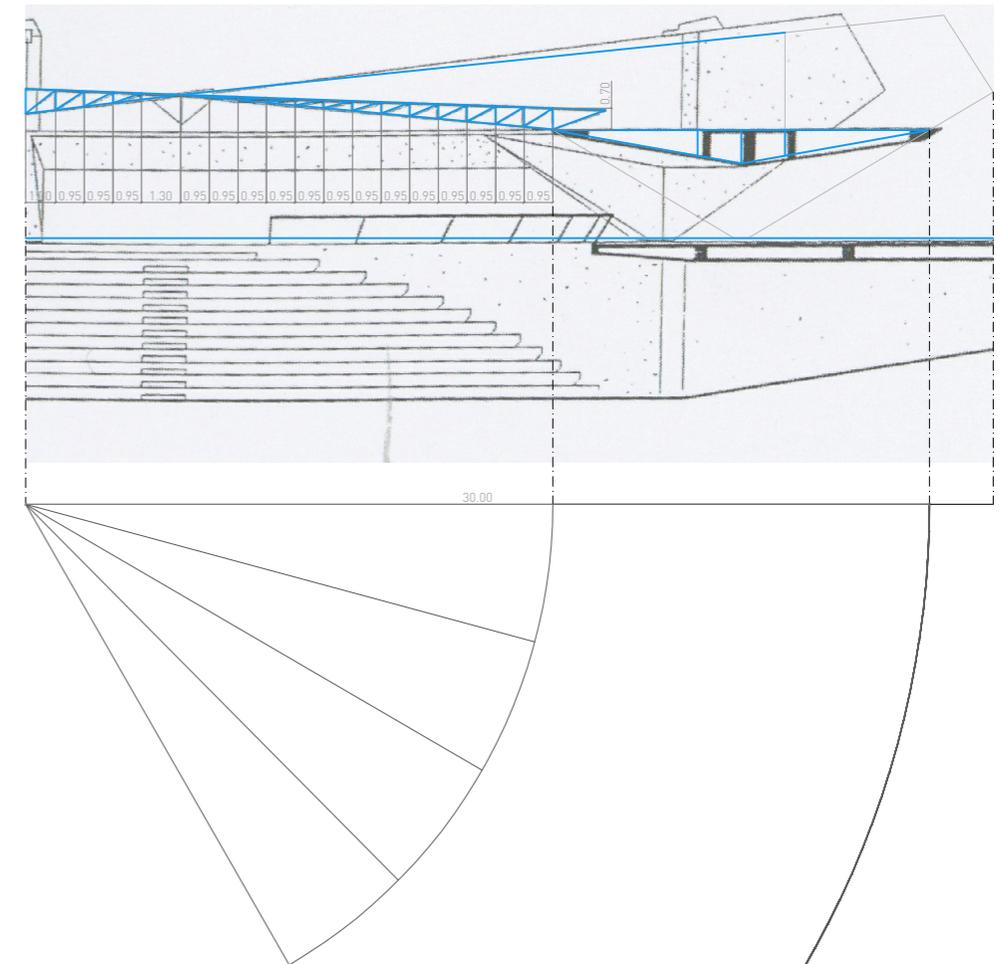




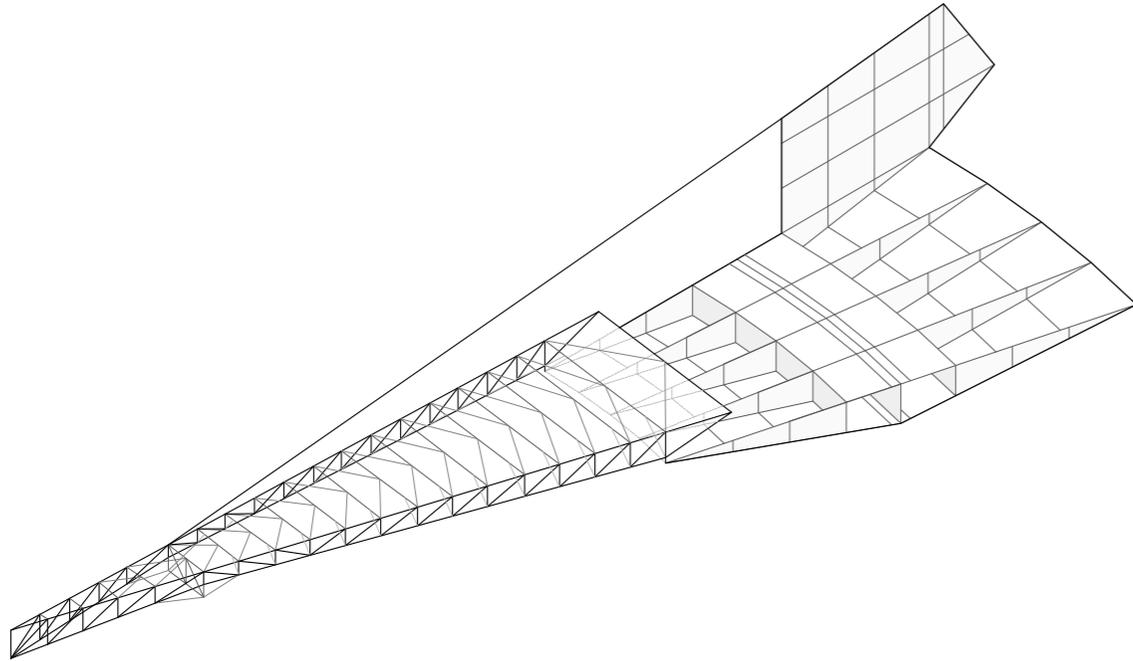
Modelo 1/24 de edificio | Estructura metálica

La parte de estructura metálica se ha realizado con el comando LÍNEA de Autocad, ya que se trata de un conjunto de barras estructurales trabajando en tres dimensiones.

Para la definición de estas barras, se ha procedido de manera análoga al caso del hormigón, es decir, también se ha utilizado la planimetría existente para conseguir dimensiones parecidas a la realidad. De este modo, se ha dibujado media cercha radial y el cable, que constituyen la base a partir de la cual se puede ir construyendo la totalidad de la estructura metálica.

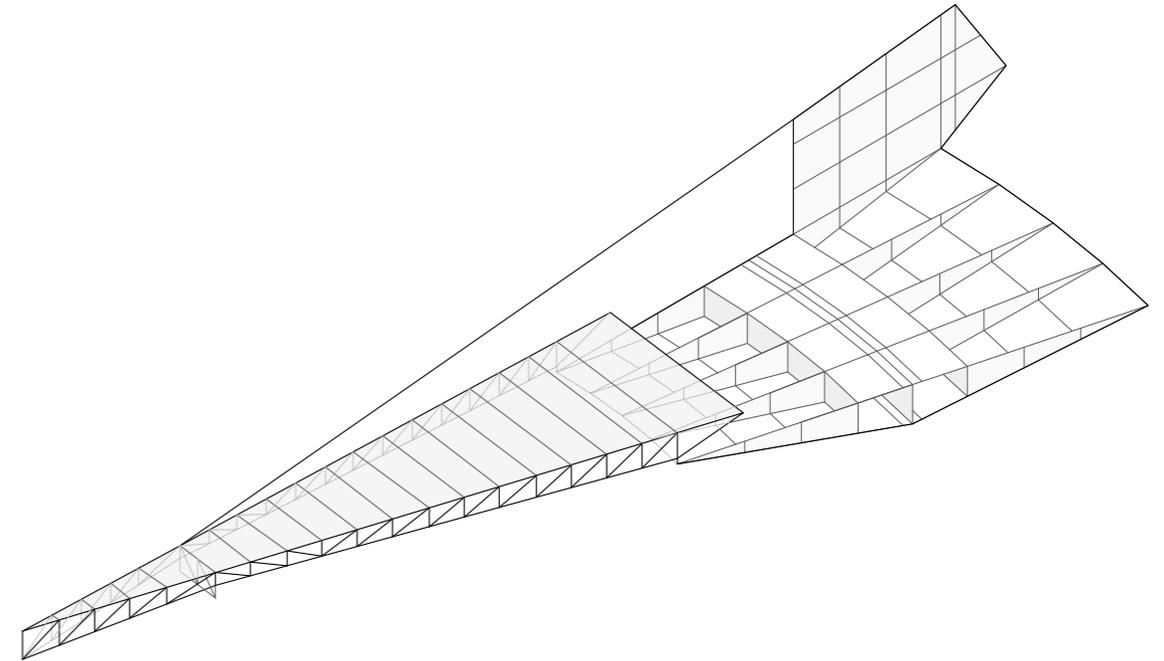


Una vez definido lo anterior, se han situado el par de medias cerchas que corresponden a 1/24 del edificio en el modelo de anillo de hormigón previamente descrito y se ha procedido a dibujar el resto de barras, tales como correas y otras barras auxiliares que se han observado en las imágenes existentes del edificio, quedando el modelo de la siguiente manera:



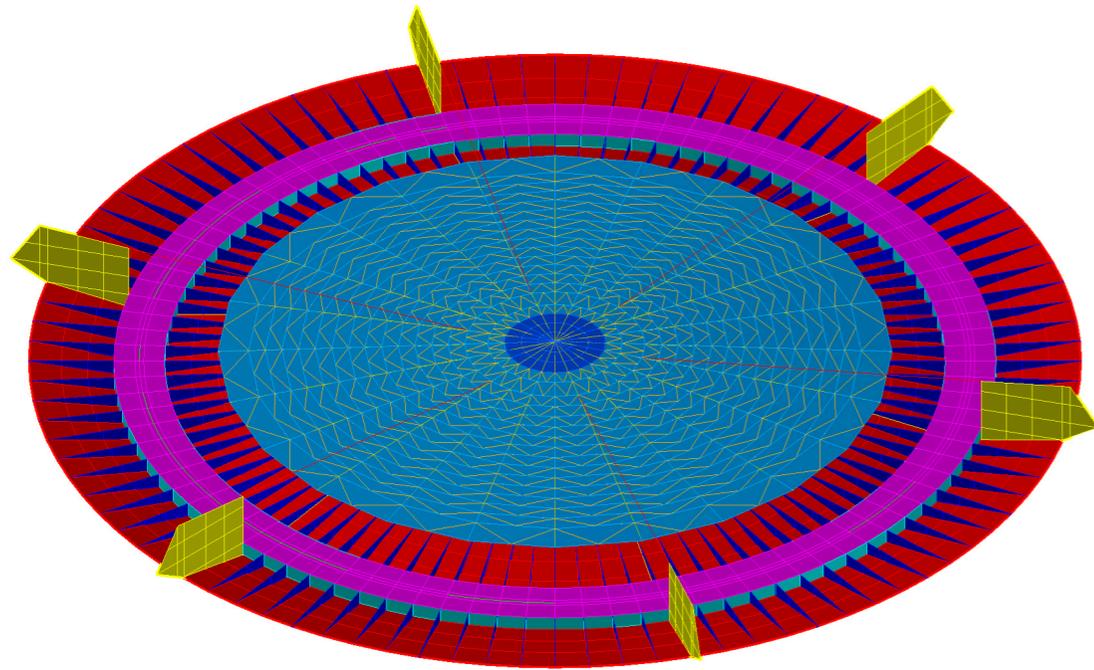
Finalmente se ha dibujado la cubierta mediante 3DCARAS abarcando la distancia entre cerchas en una dirección y entre correas en la otra. Se ha diferenciado entre la parte de cubierta opaca y la translúcida.

En las siguientes páginas se muestra el resultado final del modelo, que se ha obtenido copiando este sector de 1/24 de edificio y girándolo de 15 en 15 grados. No obstante, esta manera de generar el modelo mediante copia y giros ha producido errores en las diagonales de la cercha circular que se han tenido que modificar. Todo esto queda explicado en la página 50.



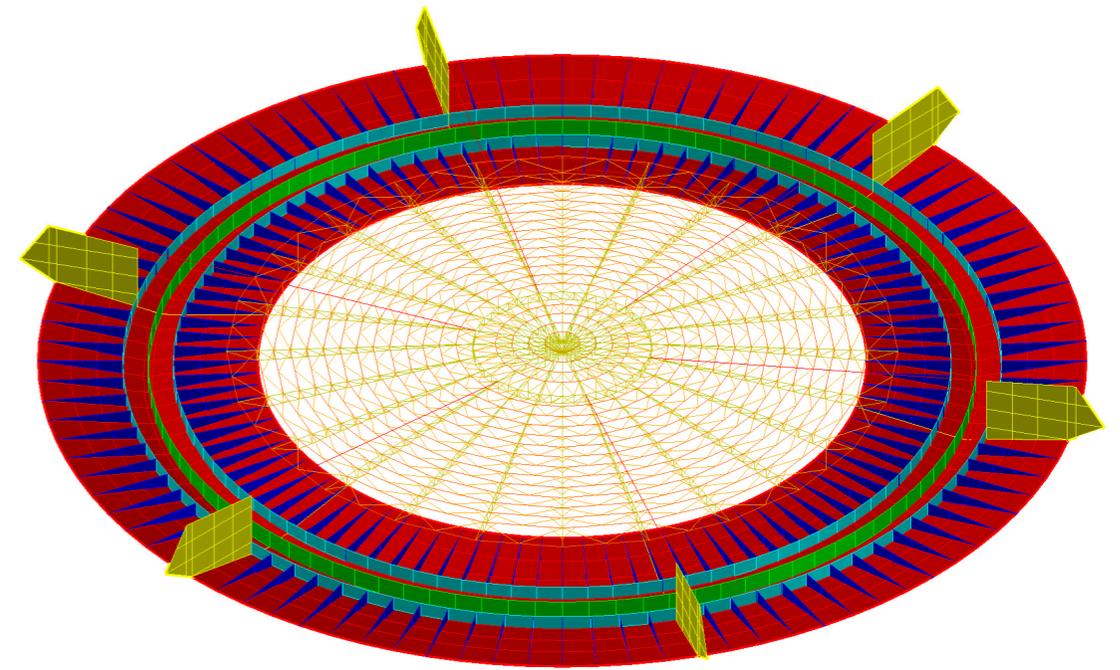
Modelo completo | Capas

- | | |
|------------------|-----------------------|
| 0_COSTILLAS | 2_APOYOSCERCHA |
| 0_LOSA15INFERIOR | 2_CORREAS |
| 0_LOSA15SUPERIOR | 2_OTRASBARRAS |
| 0_PILAR | |
| 0_VIGACENTRAL | 3_CUBIERTA |
| 0_VIGALATERAL | 3_CUBIERTATRANSLUCIDA |
| 1_CABLE | |
| 1_CERCHA | |

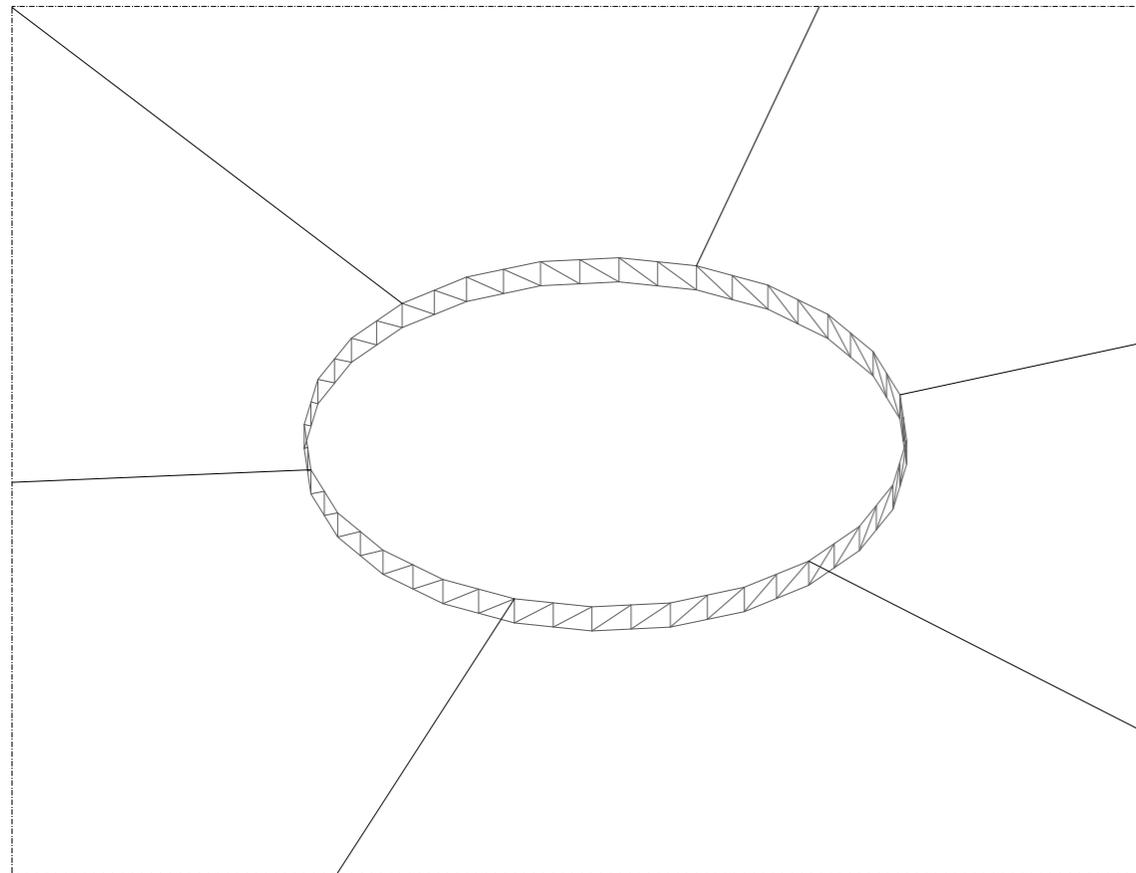


Modelo sin cubierta ni losa superior | Capas

- | | |
|------------------|-----------------------|
| 0_COSTILLAS | 2_APOYOSCERCHA |
| 0_LOSA15INFERIOR | 2_CORREAS |
| 0_LOSA15SUPERIOR | 2_OTRASBARRAS |
| 0_PILAR | |
| 0_VIGACENTRAL | 3_CUBIERTA |
| 0_VIGALATERAL | 3_CUBIERTATRANSLUCIDA |
| 1_CABLE | |
| 1_CERCHA | |

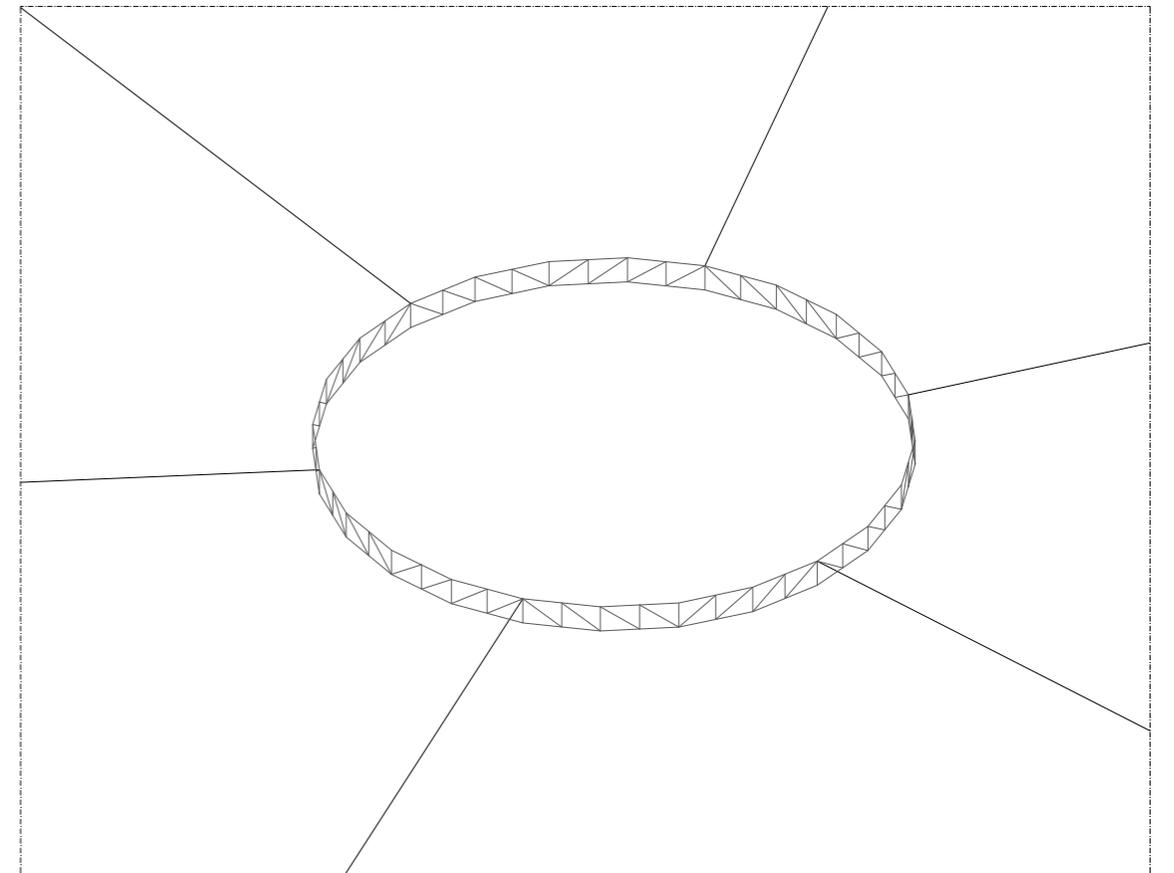


El resultado de copiar el sector de 1/24 de edificio e ir girándolo de 15 en 15 grados ha funcionado para todo el modelo, excepto para la cercha circular central, ya que en este caso ha producido que las diagonales no estén orientadas de la manera correcta:



No obstante, en la imagen de la siguiente página se observa como la orientación cambia justo cuando hay pilar, ya que, también habrá cable en la parte superior y esta disposición de diagonales permite una mejor puesta en carga de la cercha junto con el cable tensor.

Por tanto, se han eliminado todas las diagonales de la cercha circular y se han redibujado de nuevo, cumpliendo lo anteriormente explicado. De este modo quedan diagonales orientadas igual de 4 en 4:





02. Modelo

Inserción de secciones en SAP 2000.

Una vez realizado en modelo en el software Autocad, se ha procedido a la importación de las distintas capas al programa SAP 2000. Para ello se ha utilizado una plantilla en la que previamente estaban definidos los materiales básicos, como acero u hormigón.

Para la importación capa a capa se han tenido que seleccionar las unidades, se ha elegido (kN, m, C) y en cada caso si se trataba de Frame (LÍNEAS) o Shell (3DCARA).

Una vez importadas las capas de Autocad, se han asignado a distintos grupos que se han definido en SAP 2000. De este modo, han quedado los siguientes grupos:

Estructura metálica

stCable
stCercha
stApoyosCercha
stCorreas
stOtras barras
stCubierta
stCubiertaTranslúcida

Estructura de hormigón

stLosalInferior
stLosalSuperior
stVigaCentral
stVigaLateral
stCostillas
stPilar

El siguiente paso ha sido la definición y posterior asignación de secciones. Para ello no se ha encontrado ninguna bibliografía específica donde indicara los espesores de hormigón o tipos de barras y dimensiones. Por tanto, a partir de la planimetría existente y de las imágenes, se ha hecho una aproximación a la realidad, quedando de la siguiente manera:

Estructura metálica

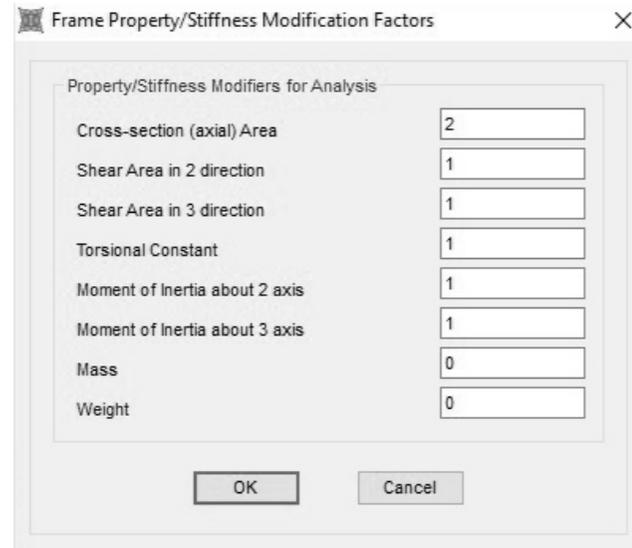
stCable
stCercha
sApoyosCercha
stCorreas
stOtras barras
stCubierta
stCubiertaTranslúcida

*Sección circular maciza 2 de 100 mm de diámetro | Acero S275
Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275
Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275
Perfil tubular rectangular de 100x50 mm y 5 mm de espesor | Acero S275
Perfil tubular circular de 50 mm de diámetro y 3 mm de espesor | Acero S275

Para ambas cubiertas se ha utilizado un Panel Sandwich de 120 mm con chapas de 1,5 mm | Acero S235

Las cuatro primeras secciones anteriormente descritas han sido definidas en el Menú *Define-Section Properties-Frame Sections-Add New Property* y eligiendo alguna de las opciones que aparecen por defecto.

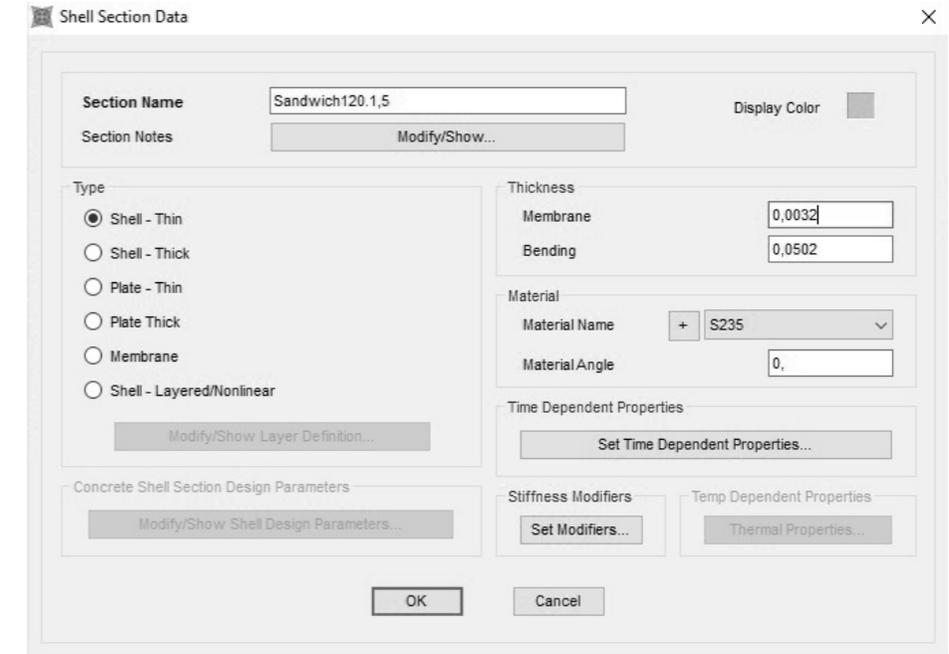
En el caso de los cables se le ha aplicado en *Property Modifiers* un factor multiplicador de área igual a 2, al estar la sección compuesta por un cable de ida y otro de vuelta. Además, al tener tanta luz, aunque tengan un peso propio pequeño, generarían momento y flecha. No obstante, esto no se asemeja al comportamiento que tendrían los cables en la realidad, ya que el peso propio del cable no influye en el comportamiento final del mismo (*tension stiffening*). Esto es, debido a las fuertes cargas de tracción que actúan sobre el cable, este se estira quedándose completamente recto, no influyendo en su deformada las mínimas cargas debidas al peso propio. Por tanto, se ha procedido a eliminar el peso propio de los cables, asignando factores de 0 en Mass y Weight dentro de *Property Modifiers*.



El Panel Sandwich se ha definido en el Menú *Define-Section Properties-Area Sections* y se ha utilizado la tabla de equivalencia de Forjados que, escribiendo el canto y espesor de chapa calcula los valores de Área e inercia a incluir en la definición del mismo.

EQUIVALENCIA PANEL SANDWICH - LOSA (MATERIAL ACERO S235)			
DECK (120x1,5)	CANTO TOTAL PANEL	120,00	mm
	ESPESOR CHAPA SUP. E INF.	1,50	mm
LOSA MACIZA	MEMBRANE (AREA)	0,0032	m
	BENDING (INERCIA)	0,0502	m

Tabla 01



Estructura de hormigón

stLosalInferior	Hormigón armado 15 cm de espesor HA-25
stLosaSuperior	Hormigón armado 15 cm de espesor HA-25
stVigaCentral	Hormigón armado 40 cm de espesor HA-25
stVigaLateral	Hormigón armado 30 cm de espesor HA-25
stCostillas	Hormigón armado 30 cm de espesor HA-25
stPilar	Hormigón armado canto variable de 30 cm a 100 cm HA-25

En todos los casos se ha empleado hormigón armado HA-25 debido a la antigüedad de la obra y para estar del lado de la seguridad. Para la definición de todas las secciones se ha utilizado el Menú *Define-Section Properties-AreaSections* y se ha especificado el tipo de hormigón y el espesor.

02. Modelo

Inserción de cargas en SAP 2000.

Para la inserción de cargas sobre la estructura, primero se han definido las mismas siguiendo el *Documento Básico de Seguridad Estructural- Acciones en la edificación (DBSE-AE)* como normativa general, pero, en los casos particulares en los que influye el clima o la geografía, se ha recurrido a la *Norma Brasileira ABNT NBR 6118* o, en el caso de viento, a la *Norma Brasileira ABNT NBR 6123*.

I. CARGAS PERMANENTES

Peso propio

En el caso de este edificio, el conjunto de la estructura forma el aspecto final del edificio, esto es, nada se encuentra revestido, si no que se presenta del modo en que fue construido. Por tanto, el peso propio de los elementos es únicamente de elementos estructurales o que se definen en el programa SAP 2000. Como el programa, por defecto, ya tiene en cuenta los pesos propios, no será necesario asignar ninguna carga adicional.

Únicamente consideraremos, del lado de la seguridad, una carga de **0,1 kN/m²** debida a las instalaciones que pueden llegar a colgar de las cerchas. En las imágenes se observa como cuelgan algunos puntos de luz únicamente en la zona central de estructura metálica, pero se aplicará a toda la cubierta del edificio.



II. CARGAS VARIABLES

Sobrecarga de uso

De la Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso se obtiene lo siguiente:

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 02

En toda la cubierta se considera una categoría de uso G, e decir, cubiertas accesibles únicamente para conservación.

En la zona de anillo de hormigón se considerará una sobrecarga de uso de **1,00 kN/m²**, por tratarse de una cubierta con inclinación inferior a 20°. Mientras que en la zona central se asignará una sobrecarga de uso de **0,40 kN/m²**, por considerarse una cubierta ligera sobre correas (sin forjado).

Nieve

La *Normativa brasileña NBR 6118:2003* no considera la sobrecarga de nieve, esto es porque Brasil tiene clima tropical. Según la clasificación de Peter Köppen, un clima tropical es aquel en el que los 12 meses se tienen temperaturas medias superiores a los 18°C. Otras deficciones consideran que son aquellos climas donde jamás se producen heladas, es decir, nunca se llega a una temperatura inferior a los 0°C.

Según estas definiciones, no tiene ningún sentido adoptar sobrecargas de nieve.

Viento

La carga de viento se ha calculado en vertical sobre la cubierta. Para la obtención de la misma se ha seguido, al igual que en el resto de cargas, el esquema del *Documento Básico de Seguridad Estructural-Acciones en la edificación (DBSE-AE)*.

La carga de viento horizontal sobre el edificio no se ha tenido en cuenta por dos motivos. En primer lugar, la incidencia del viento sobre las fachadas se ha considerado despreciable, al no poseer el edificio de ningún tipo de cerramiento más allá de los pilares apantallados. En segundo lugar, el efecto de arrastre del viento lateral sobre cubiertas horizontales que depende del coeficiente de rozamiento (rugosidad), no se ha valorado por la gran rigidez de los 6 soportes, que hacen que cualquier desplazamiento lateral fuese despreciable.

Según el *DBSE-AE*, la acción de viento puede expresarse de la siguiente manera:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo:

q_b la presión dinámica del viento

c_e el coeficiente de exposición

c_p el coeficiente de presión

q_b | presión dinámica del viento

Depende del emplazamiento geográfico de la obra. Según el *DBSE-AE* consiste en lo siguiente:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Siendo δ la densidad del aire, generalmente 1,25 kg/m³, por tanto:

$q_b = 0,625 \cdot v_b^2$, siendo v_b el valor básico de la velocidad del viento que se determina según un mapa de zonas de España.

Al ser la velocidad del viento un valor que depende del emplazamiento del edificio, se ha recurrido para la obtención del mismo a la *Norma Brasileira ABNT NBR 6123*, ya que la obra se encuentra situada en la ciudad de Sao Paulo, Brasil. Para ello, previamente, se ha buscado y comparado el concepto velocidad básica del viento en la norma, para ver si era compatible la definición establecida en el *DBSE-AE*. Se ha extraído lo siguiente:

Velocidad básica del viento | ABNT NBR 6123

“La velocidad de una ráfaga de viento de 3 s, superada un promedio de una vez en 50 años, a 10 metros sobre el terreno, en campo abierto y plano.”

Velocidad básica del viento | Anejo D del DBSE-AE

“El valor básico de la velocidad del viento corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento (grado de aspereza del entorno II según tabla D.2) a una altura de 10 m sobre el suelo. El valor característico de la velocidad del viento mencionada queda definido como aquel valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02 (período de retorno de 50 años).”

Como se puede observar, las definiciones de velocidad básica extraídas de ambas normativas son muy parecidas. Esto es, en los dos casos se trata de un valor probabilístico que se saca a partir de valores de velocidad tomados a 10 metros sobre un terreno plano y en campo abierto.

Además, en las dos normativas se asegura que este valor de velocidad podrá ser superado únicamente una vez en 50 años, es decir, el período de retorno es el mismo.

No obstante, existe una diferencia en las definiciones. En el caso de la normativa brasileña, la ráfaga de viento que se mide dura 3 segundos, mientras que en la normativa española se trata de un período de 10 minutos. Esto supone una diferencia de tiempo importante, pero estando más del lado de la seguridad en el caso de la normativa brasileña.

Por tanto, se ha tomado el valor básico de la velocidad de la *Norma Brasileira ABNT NBR 6123*, por ser compatible con el valor establecido en el *DBSE-AE* y ser incluso más restrictivo.

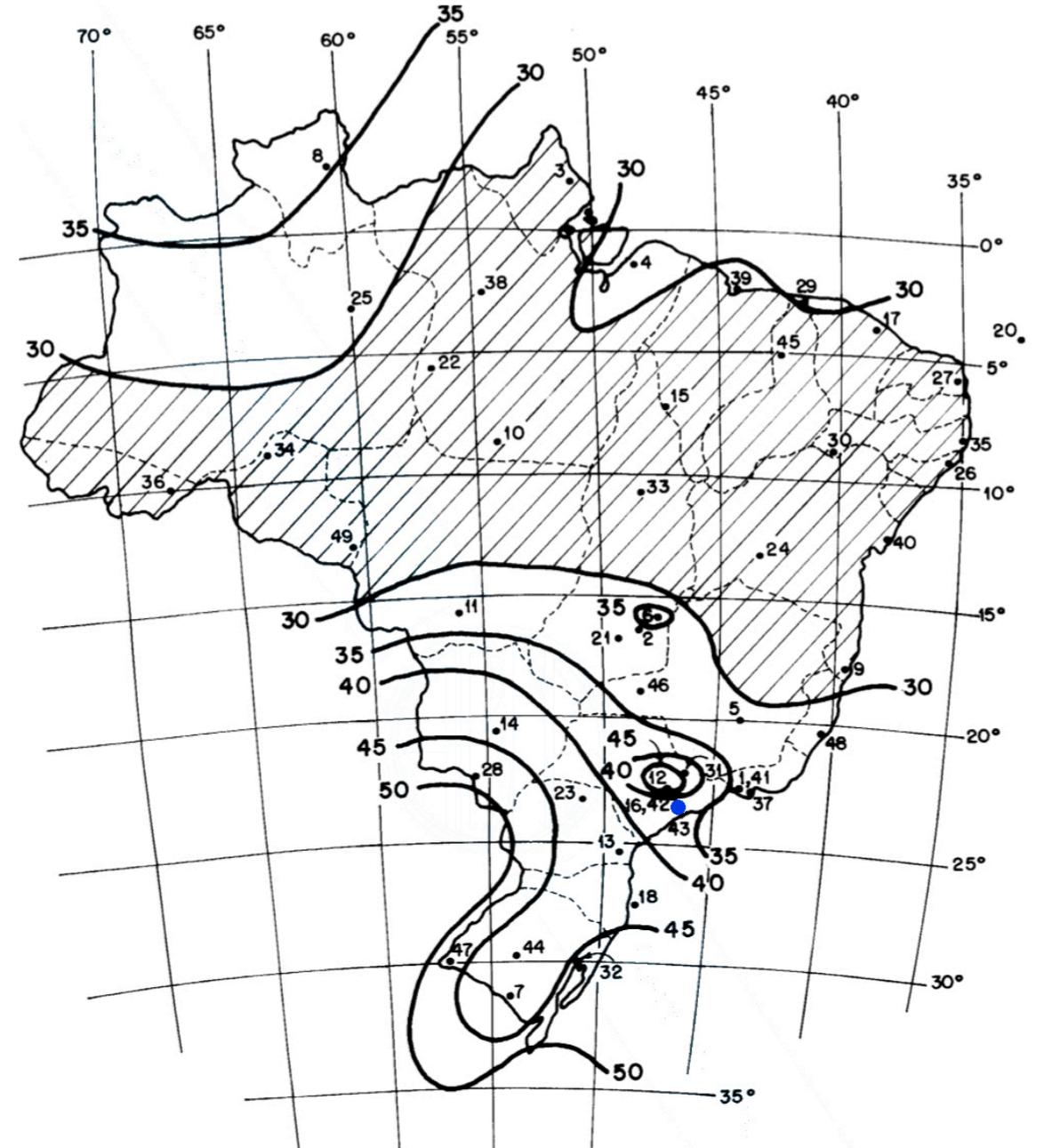
Para conocer este valor en la ciudad de Sao Paulo, que es donde se emplaza el edificio, se ha utilizado el mapa de isopletas de velocidad básica del viento incluido en la norma. En la página siguiente aparece el mismo y marcada en azul oscuro la situación de Sao Paulo.

Se observa que la velocidad básica corresponde a 40 m/s. Conocida la velocidad básica del viento se puede determinar la presión dinámica con la expresión del *DBSE-AE*, establecida anteriormente:

$$q_b = 0,625 \cdot v_b^2$$

Sustituyendo,

$$q_b = 0,625 \cdot 40^2 = 1000 \text{ N/m}^2 = \mathbf{1 \text{ kN/m}^2}$$



Volviendo a la definición de la acción del viento establecida en el DBSE-AE ($q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$) falta por calcular el c_e y c_p .

c_e | coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta el grado de aspereza del entorno. En este caso se trata de un tipo de entorno IV, ya que se sitúa en una zona urbana general. De la presente tabla podemos deducir los siguientes valores:

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	k	Parámetro	
		L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla 03

$k = 0,22$ $L = 0,3$ m $Z = 5$ m $z = 4,90$ m, siguiendo las expresiones establecidas en el DBSE-AE:

$$F = k \cdot \ln(\max z, Z) / L = 0,22 \cdot \ln(5 / 0,3) = 0,619$$

$$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) = 0,619 \cdot (0,619 + 7 \cdot 0,22) = 1,34$$

c_p | coeficiente de presión

Para la determinación del coeficiente de presión exterior en la cubierta se ha recurrido al Anejo D del DBSE-AE, más concretamente a la Tabla D.11 referente a marquesinas a dos aguas. Esto es porque la cubierta metálica es ligera, por tanto, debe considerarse como marquesina a efectos de viento. Además tiene una inclinación de 2° , por tanto, del lado de la seguridad se ha tomado como 5° . En la tabla se puede ver que cuanto mayor es la inclinación, mayores son los coeficientes de presión.

Debido a que el gimnasio fue diseñado para estar abierto, es decir, sin cerramientos, el grado de obstrucción se considera $\varphi = 0$. Por tanto:

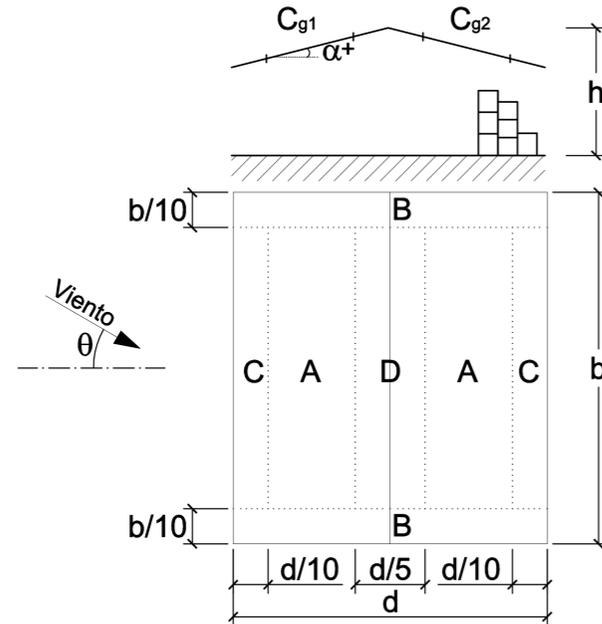
Pendiente de la cubierta α	Efecto del viento hacia	Factor de obstrucción φ	Coeficientes de presión			
			$c_{p,10}$			
			Zona (según figura)			
			A	B	C	D
-20°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,8	1,6	0,6	1,7
	Arriba	0	-0,9	-1,3	-1,6	-0,6
	Arriba	1	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
-15°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,6	1,5	0,7	1,4
	Arriba	0	-0,8	-1,3	-1,6	-0,6
	Arriba	1	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-10°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,6	1,4	0,8	1,1
	Arriba	0	-0,8	-1,3	-1,5	-0,6
	Arriba	1	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-5°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,5	1,5	0,8	0,8
	Arriba	0	-0,7	-1,3	-1,6	-0,6
	Arriba	1	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
5°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,6	1,8	1,3	0,4
	Arriba	0	-0,6	-1,4	-1,4	-1,1
	Arriba	1	-1,3	-2,0	-1,8	-1,5
10°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,7	1,8	1,4	0,4
	Arriba	0	-0,7	-1,5	-1,4	-1,4
	Arriba	1	-1,3	-2,0	-1,8	-1,8
15°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,9	1,9	1,4	0,4
	Arriba	0	-0,9	-1,7	-1,4	-1,8
	Arriba	1	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
20°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	1,1	1,9	1,5	0,4
	Arriba	0	-1,2	-1,8	-1,4	-2,0
	Arriba	1	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1
25°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	1,2	1,9	1,6	0,5
	Arriba	0	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0
	Arriba	1	-1,4	-2,0	-1,5	-2,0
30°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	1,3	1,9	1,6	0,7
	Arriba	0	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0
	Arriba	1	-1,4	-1,8	-1,4	-2,0

Tabla 04

$$c_p \text{ presión} = \begin{matrix} 0,6 & 1,8 & 1,3 & 0,4 \\ c_p \text{ succión} = -0,6 & -1,4 & -1,4 & -1,1 \end{matrix}$$

Estos valores de coeficiente de presión en la normativa están diferenciados por zonas para un edificio de geometría rectangular. Como el edificio es de planta circular y no existe una tabla específica por zonas para el mismo, se ha utilizado ésta de manera que el coeficiente de presión sea un único valor, no por zonas.

Para ello, se ha calculado el porcentaje que ocupan las distintas zonas, siendo el 100% el total de la planta rectangular, excepto la zona B. Se ha excluido la zona B de la ponderación porque al tratarse de un edificio circular no dispone de este borde de mayor afección paralelo a la dirección del viento. La geometría circular funciona mejor que la rectangular a efectos de viento, ya que no dispone de esquinas, por tanto, el coeficiente de presión debe de ser algo menor.



Por tanto, la **zona C** ocupa 2/10 partes del área total, es decir 1/5, un 20%.
 La **zona D** ocupa 1/5 también, es decir, otro 20%.
 Por último, la **zona A** ocupa el resto, es decir, un 60%.

Conocidos los porcentajes de ocupación en planta de las distintas zonas, se ha procedido a calcular un valor ponderado de los distintos coeficientes de presión y succión por zonas, es decir:

$$c_p \text{ presión} = (0,6) \cdot 0,6 + (1,3) \cdot 0,2 + (0,4) \cdot 0,2 = \mathbf{0,7}$$

$$c_p \text{ succión} = (-0,6) \cdot 0,6 + (-1,4) \cdot 0,2 + (-1,1) \cdot 0,2 = \mathbf{-0,86}$$

Finalmente, volviendo a la definición de la acción del viento establecida en el *DBSE-AE*:

$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$, se sustituyen los valores anteriormente calculados:

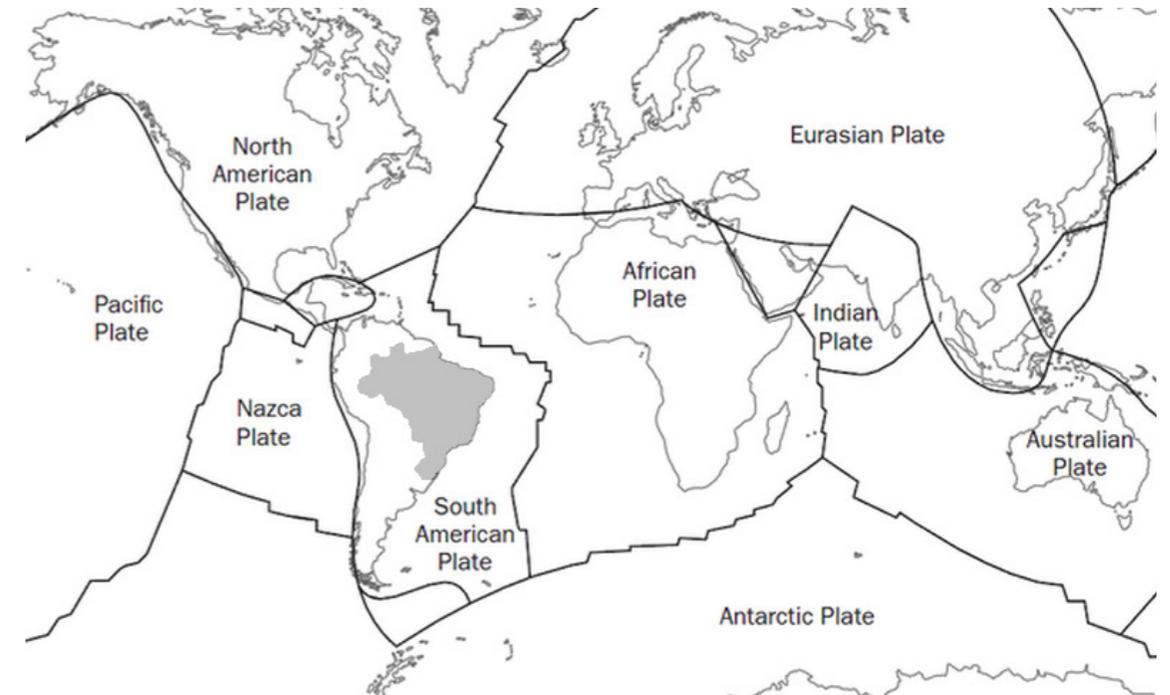
$$q_e(\text{presión}) = 1 \cdot 1,34 \cdot 0,7 = \mathbf{0,94 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_e(\text{succión}) = 1 \cdot 1,34 \cdot -0,86 = \mathbf{-1,15 \text{ kN/m}^2}$$

II. CARGAS ACCIDENTALES

Sismo

La Normativa brasileña NBR 6118 2003 no considera la sobrecarga de sismo, esto es porque el límite más cercano de la placa tectónica se encuentra muy alejado del país, por tanto, los movimientos por sismo son despreciables. En cambio en España, el límite de la placa tectónica atraviesa la zona sur del país, por este motivo, en el *DBSE-AE* se tiene en cuenta la sobrecarga por sismo.



En conclusión, las cargas que hay que aplicar sobre el modelo de cálculo son las siguientes:

I. CARGAS PERMANENTES

Peso propio instalaciones (CMP)

En todo el edificio: **0,1 kN/m²**

II. CARGAS VARIABLES

Sobrecarga de uso (SCU)

Anillo de hormigón: **1,00 kN/m²**

Cubierta metálica: **0,40 kN/m²**

Sobrecarga de viento(SCVp y SCVs)

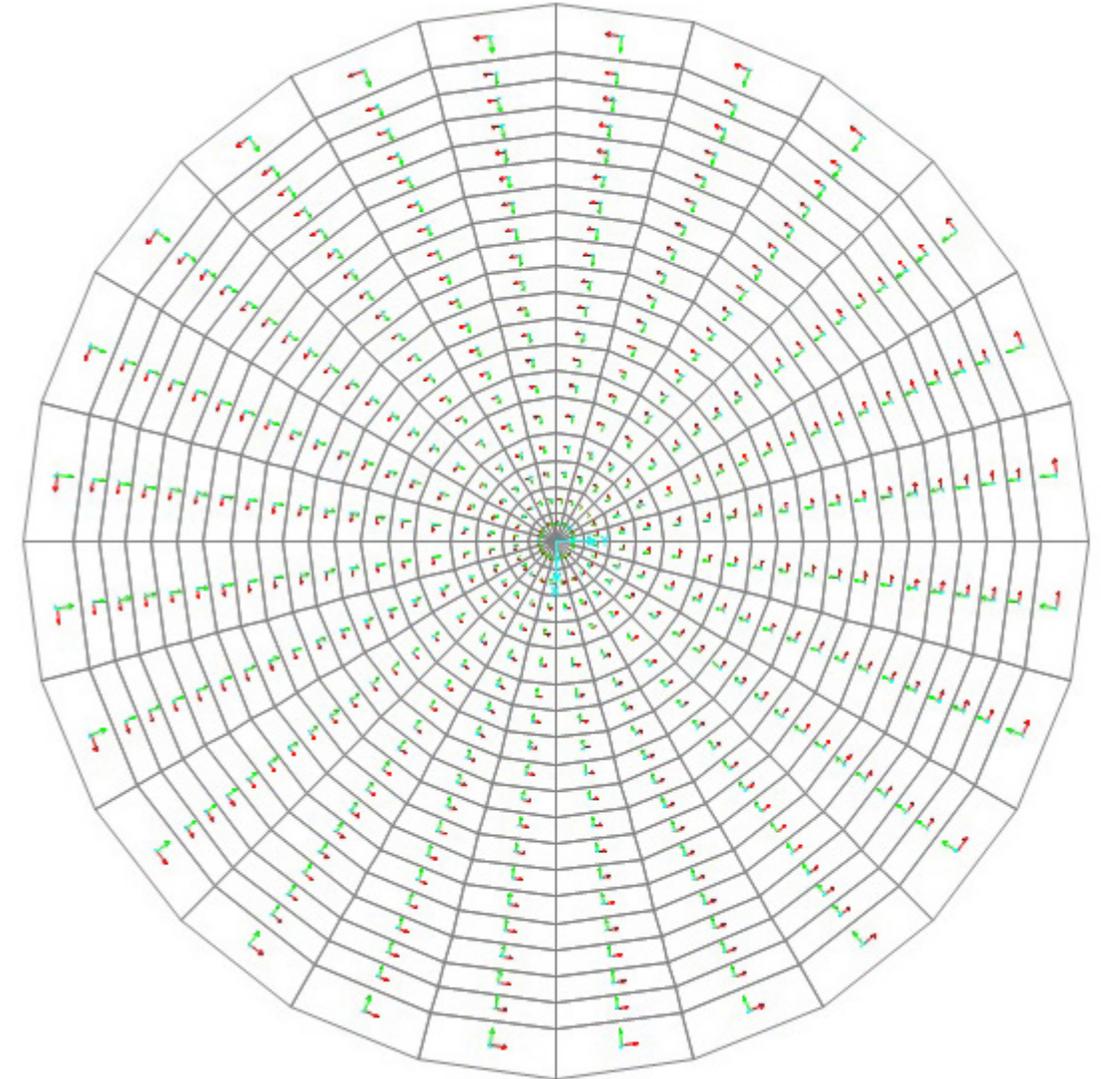
En todo el edificio: Presión: **0,94 kN/m²**
 Succión: **-1,15 kN/m²**

En el caso del anillo de hormigón, como esta modelizado con elementos finitos, para asignar la carga bastará con utilizar el menú *Asign-Area Loads-Uniform* y escribir el valor correspondiente en la etiqueta de carga. Para el caso de la estructura metálica, la carga hay que aplicarla sobre los elementos finitos de cubierta también. No obstante, para que puedan trabajar las correas, se utilizará la opción de *Asign-Area Loads-Uniform to Frame*.

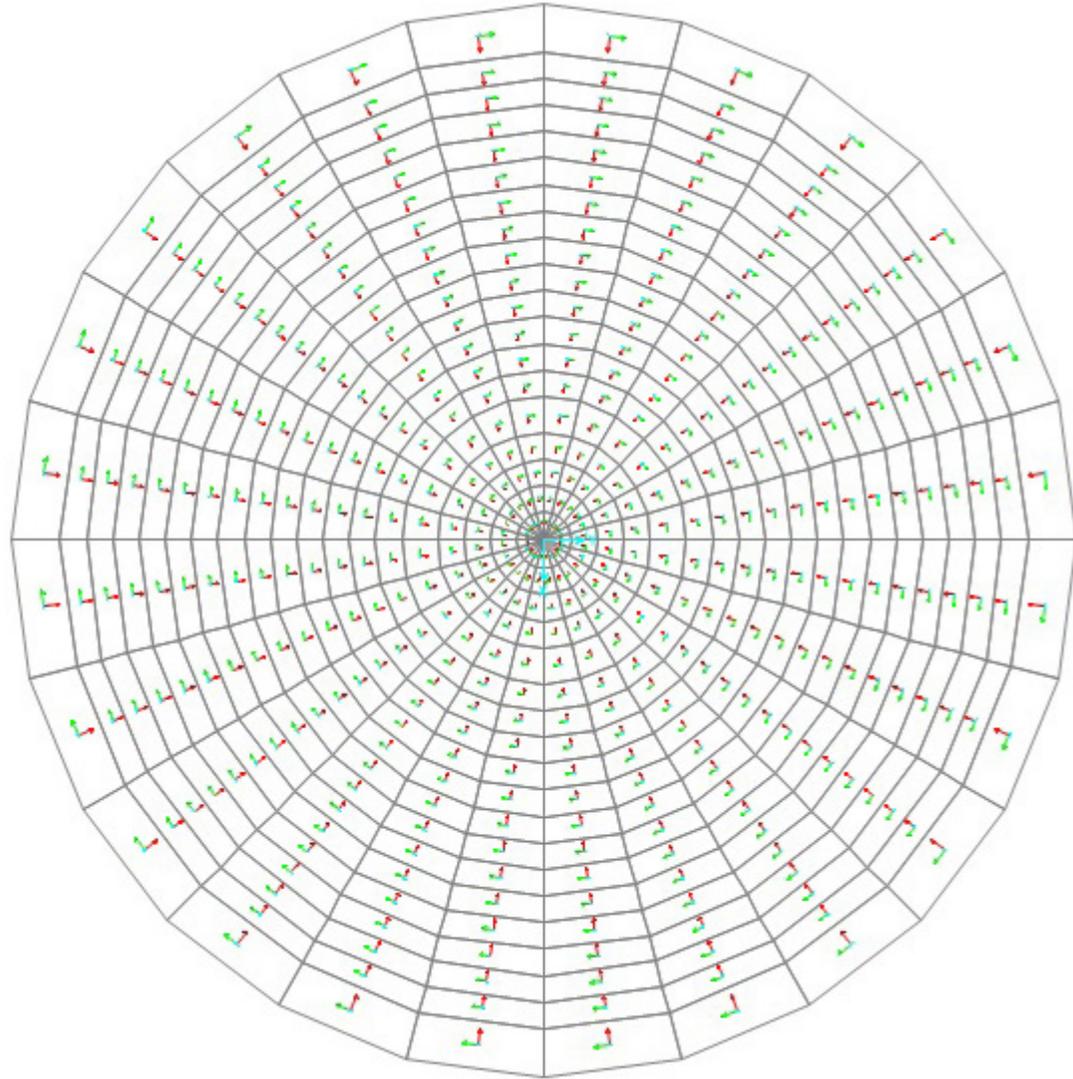
Estas dos maneras de asignar las cargas son iguales en cuanto a que son cargas distribuidas en superficie sobre elementos finitos. La diferencia reside en que en el primer caso, la carga se distribuye por igual en sus tres o cuatro nudos. En cambio, en la segunda opción, la carga se distribuye en sus aristas, pudiendo elegir una o dos direcciones. De modo que se puede hacer que únicamente se transmita la carga en una dirección, es decir, a dos de sus aristas. Esto sirve para elementos que trabajan de manera unidireccional y permite que las correas o elementos lineales sobre los que apoya la superficie, trabajen. Para ello, el programa SAP2000 está configurado para que el eje que trabaja de manera unidireccional sea el eje 1, es decir, el de color rojo.

De este modo, hay que comprobar que los ejes de los elementos finitos están bien orientados, de manera que el eje rojo sea el que va en la dirección perpendicular a las correas.

Como se observa en la siguiente imagen extraída del programa SAP 2000, los ejes quedan orientados de manera perpendicular a la deseada.



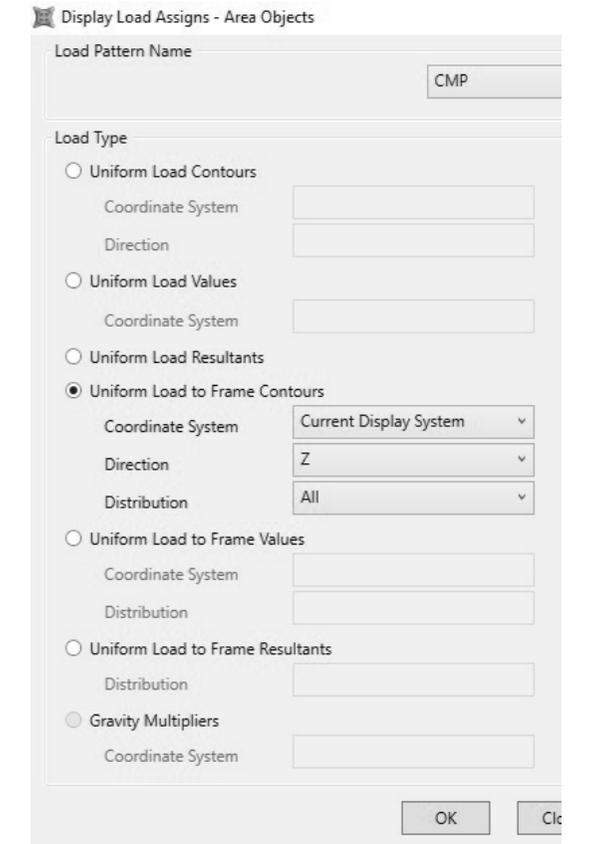
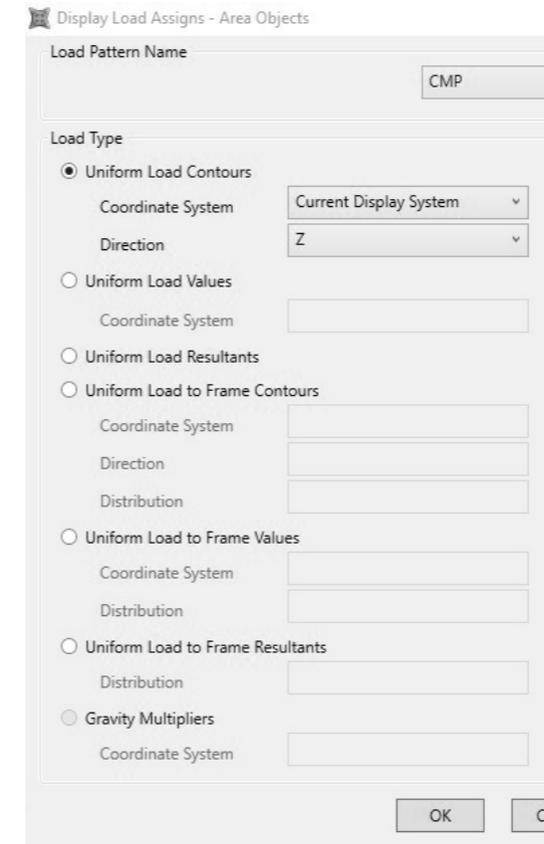
Por este motivo, se ha procedido a girar los ejes locales de los elementos finitos 90° para que el eje rojo (eje 1) quede perpendicular a las correas, de modo que la carga superficial se transmita a las aristas perpendiculares al eje. Para ello, se han seleccionado los elementos finitos de cubierta y se ha utilizado el menú *Assign-Area-Local Axes*, y se ha aplicado un ángulo de 90°, quedando de la siguiente manera:



A continuación se muestran de manera gráfica las cargas asignadas. Para ello se ha utilizado el menú *Display>Show Object Load Assigns-Area*. En el mismo se puede elegir cada tipo de carga por separado, es decir, CMP, SCU, SCVp, SCVs.

Un inconveniente que presenta la asignación de cargas que se ha realizado, es que las cargas de estructura metálica y anillo de hormigón no se pueden ver representadas en un mismo modelo, dado que el segundo tiene cargas uniformes convencionales (Uniform Loads) mientras la estructura metálica posee cargas uniformes que se transmiten a dos de sus aristas (Uniform Load to Frame). De este modo, por cada tipo de carga aparecen dos modelos en el que cada uno representa las cargas de una parte de la estructura.

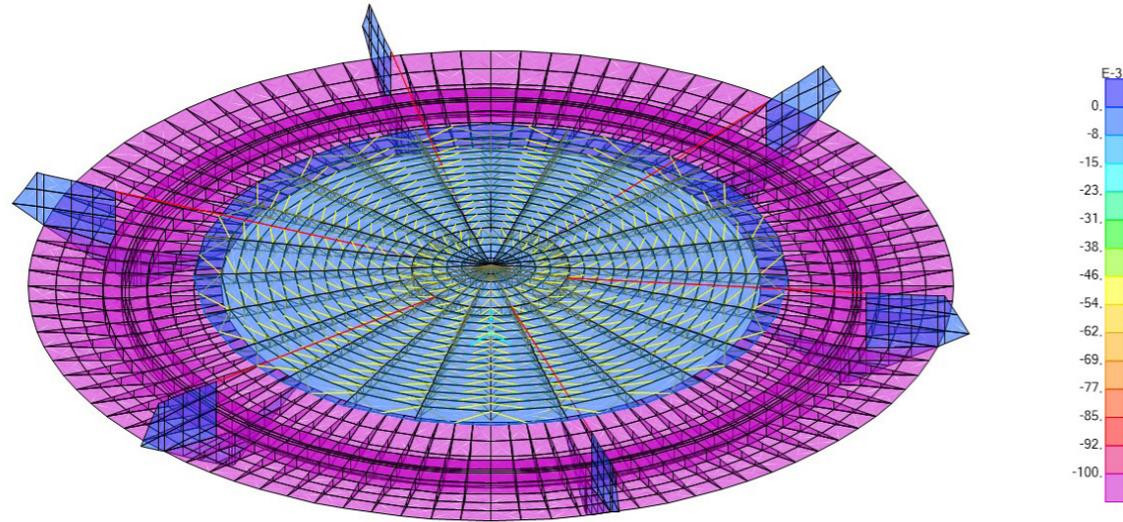
Para mostrarlas se ha elegido la opción de contornos (Uniform Load Contours), es decir, a través de una escala de colores muestra los distintos valores. Los cuadros de diálogo para las dos opciones elegidas en el caso de CMP son los siguientes:



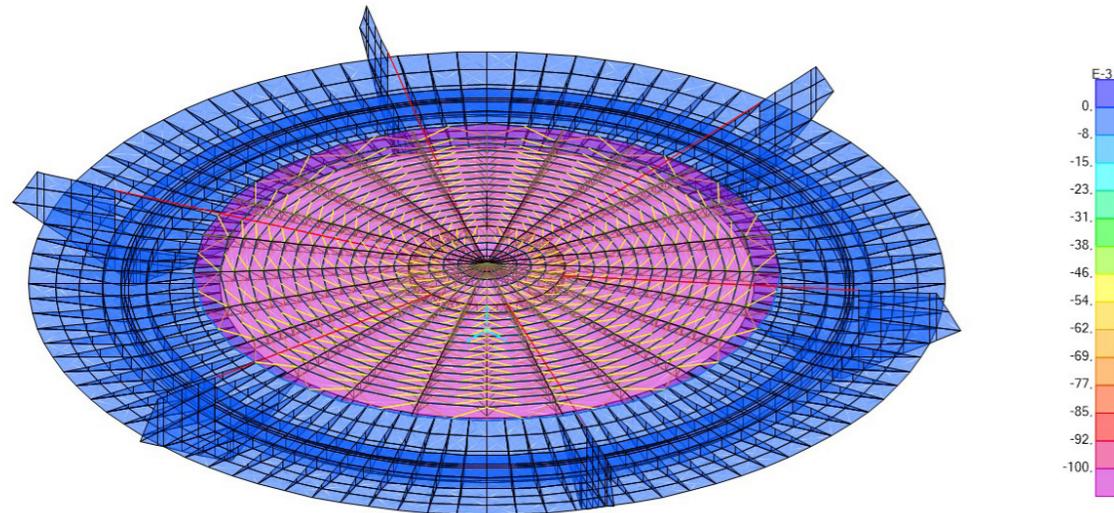
CMP | Peso propio instalaciones

En todo el edificio: **-0,1 kN/m²**

Anillo de hormigón



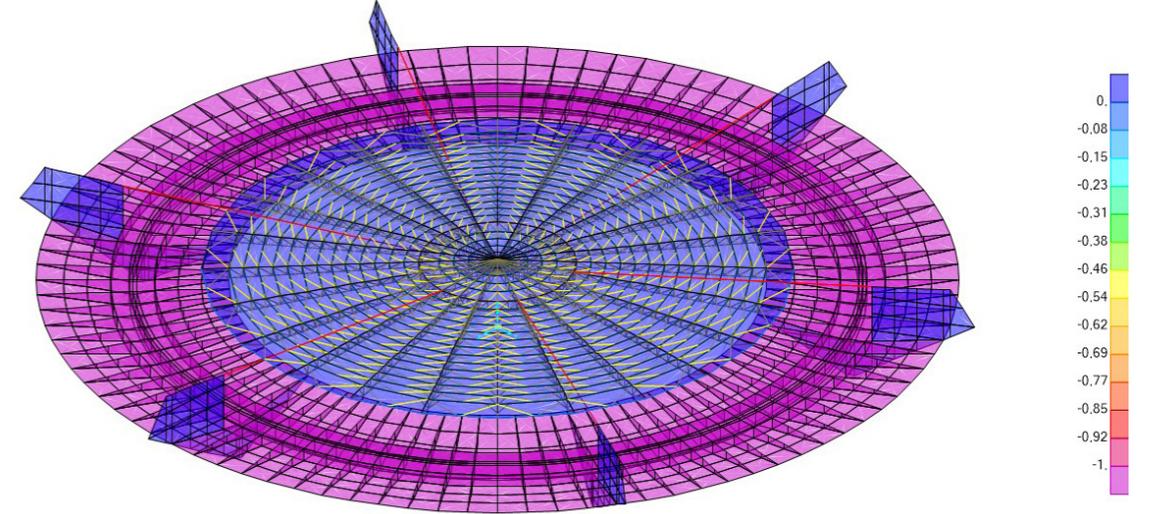
Estructura metálica



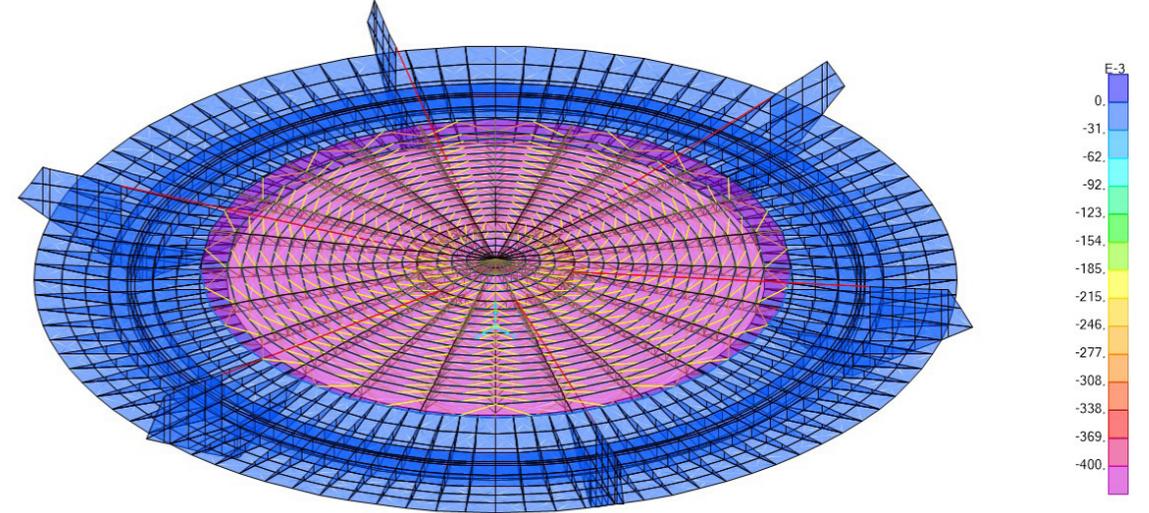
SCU | Sobrecarga de uso

Anillo de hormigón: **-1,00 kN/m²**
Cubierta metálica: **-0,40 kN/m²**

Anillo de hormigón



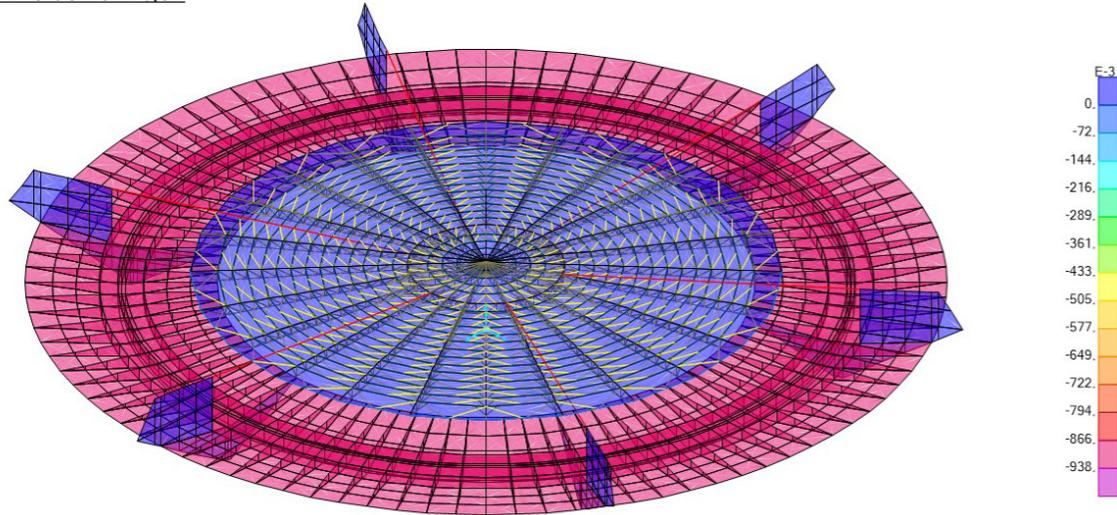
Estructura metálica



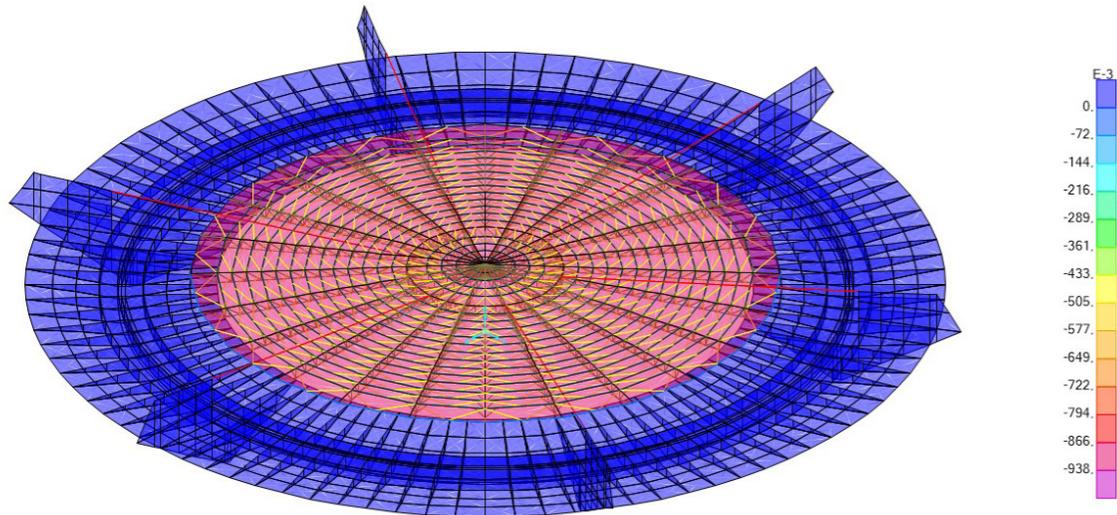
SCVp | Sobrecarga de viento (presión)

En todo el edificio: **-0,94 kN/m²**

Anillo de hormigón



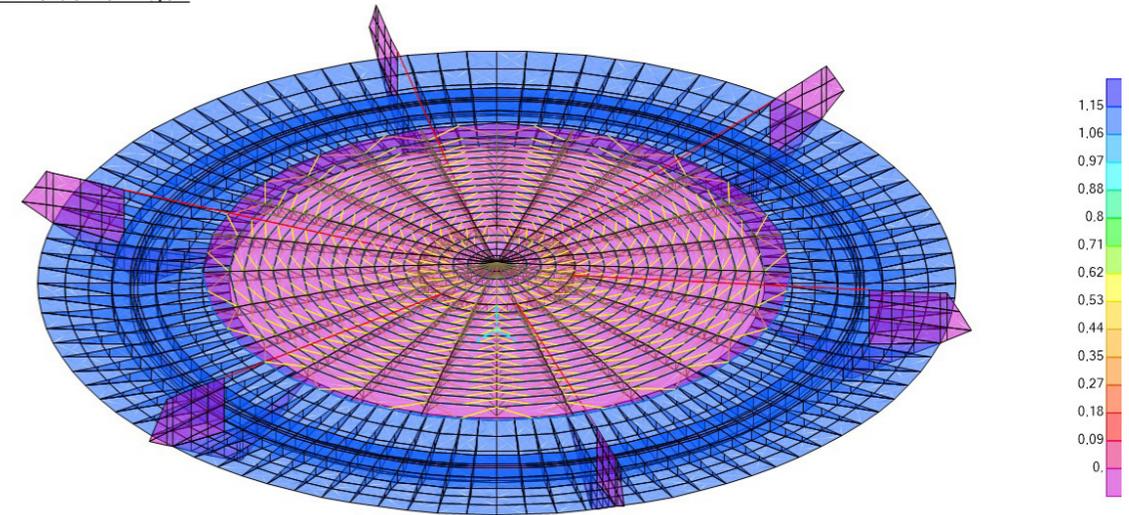
Estructura metálica



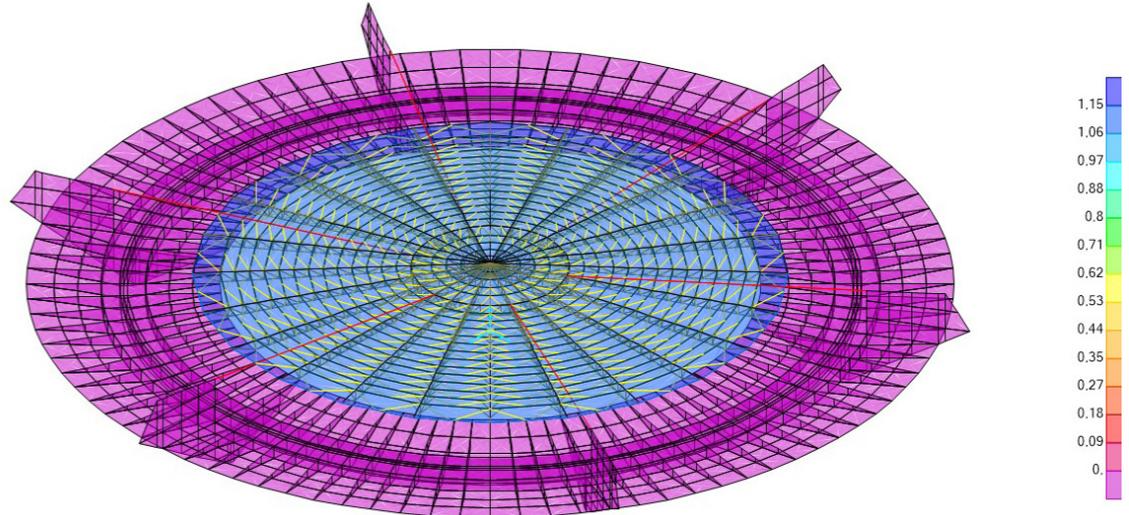
SCVs | Sobrecarga de viento (succión)

En todo el edificio: **+1,15 kN/m²**

Anillo de hormigón



Estructura metálica

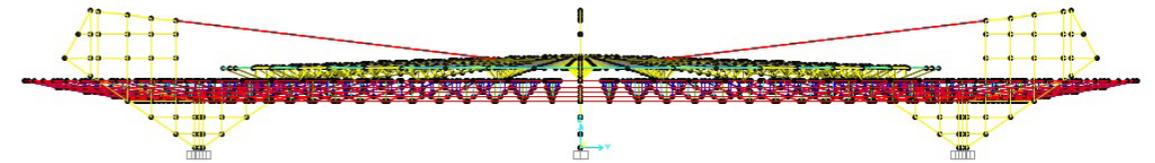


02. Modelo

Condiciones de enlace en SAP 2000.

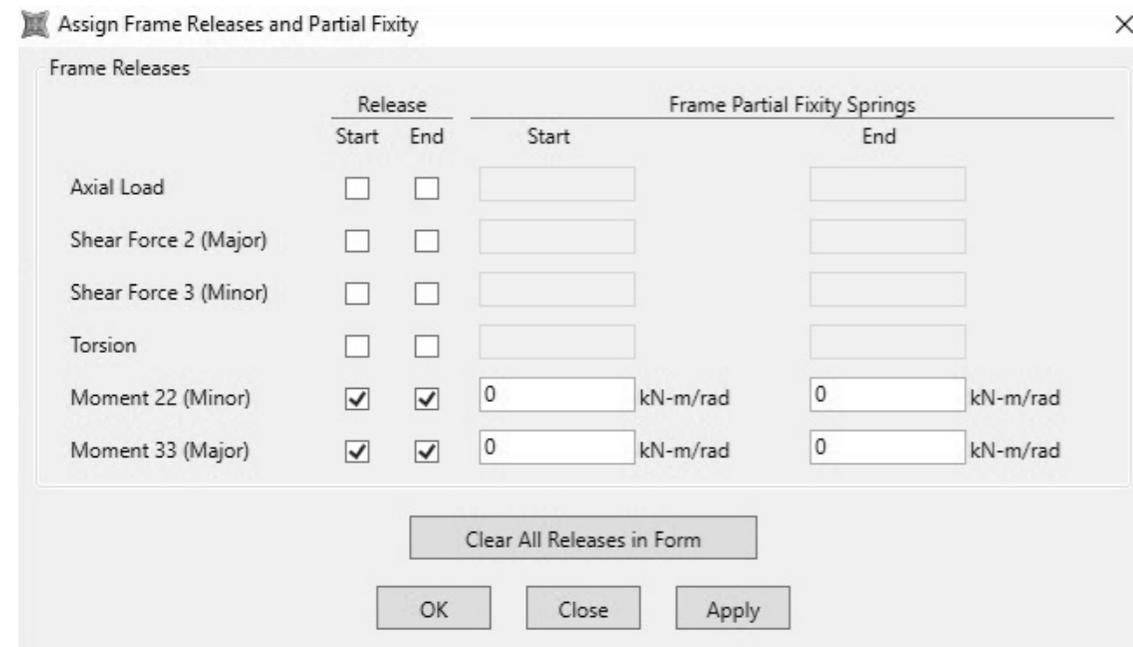
Para el modelo del edificio se han tenido en cuenta una serie de condiciones de enlace en los nudos, previamente al cálculo del mismo.

En primer lugar, en el apoyo del edificio con el terreno se han impuesto restricciones de todos los movimientos y giros, es decir, empotramientos. Para ello, se han seleccionado todos los nudos de los elementos finitos que apoyan sobre el suelo y se ha utilizado el menú *Assign-Joint-Restraints*.



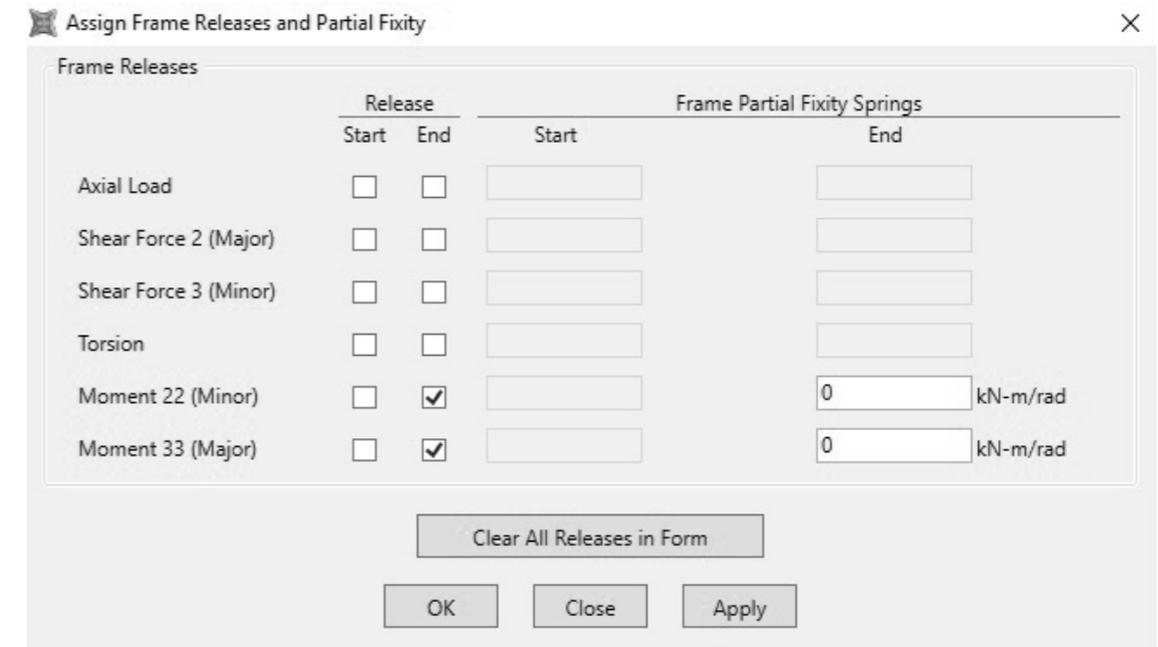
En segundo lugar, se han impuesto condiciones de articulación en los extremos de los cables, es decir, tanto en su conexión con los pilares de hormigón como en la unión con las cerchas metálicas radiales. Esto es porque al ser cables, trabajan únicamente a tracción, es decir, sin momentos debidos al empotramiento en los extremos.

Para realizar estas articulaciones se ha utilizado el menú *Assign-Frame-Releases/Partial Fixity*, ya que cuando se trata de establecer condiciones de enlace entre elementos, éstas se deben aplicar en los extremos de las barras, no en los nudos. Para conseguir las articulaciones se han impuesto todos los momentos a 0 kN.m, en las dos direcciones y tanto al inicio de la barra como al final, es decir:



Por último, en las barras de 15 cm de apoyo de las cerchas radiales al hormigón, se ha impuesto una condición de empotramiento en su base, es decir, en su conexión con el hormigón. Mientras que en su conexión con las cerchas radiales se ha asignado una articulación.

Se han activado los ejes de las barras para comprobar cuál era el inicio y final de las mismas. Como el eje 1 tiene su flecha apuntando hacia arriba, la base de conexión con el hormigón es el inicio, mientras la unión con la cercha metálica es el final. Así, de manera análoga al caso de los cables, se ha utilizado el menú *Assign-Frame-Releases/Partial Fixity* seleccionando estas barras de apoyo de las cerchas. Para conseguir lo anteriormente comentado, se ha dispuesto lo siguiente en el cuadro de diálogo:



Seguidamente, se han definido una serie de combinaciones que tienen en cuenta cada acción variable de manera aislada (SCU, SCVs y SCVp):

$$\begin{array}{ll} \text{ELSu} & 1 \cdot G + 1 \cdot \text{SCU} \\ \text{ELSvs} & 1 \cdot G + 1 \cdot \text{SCVs} \\ \text{ELSvp} & 1 \cdot G + 1 \cdot \text{SCVp} \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{ELUu} & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCU} \\ \text{ELUvs} & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCVs} \\ \text{ELUvp} & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCVp} \end{array}$$

Además, para tener en cuenta los efectos debidos a acciones de larga duración, como puede ser la sobrecarga de uso, se ha utilizado la expresión de combinación de acciones cuasi permanente, es decir, de manera simplificada:

$$\begin{array}{ll} \text{ELSqu:} & 1 \cdot G + \Psi_2 \cdot \text{SCU} \\ \text{ELUqu:} & 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \Psi_2 \cdot \text{SCU} \end{array}$$

Como se observa en la siguiente table, $\Psi_2 = 0$, por tanto:

$$\begin{array}{ll} \text{ELSqu:} & 1 \cdot G + 0 \cdot \text{SCU} \\ \text{ELUqu:} & 1,35 \cdot G + 0 \cdot \text{SCU} \end{array}$$

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

Tabla 05

Finalmente, para el caso de ELU, se ha utilizado la expresión de la normativa que tiene en cuenta los efectos de las acciones en una situación persistente o transitoria. Esta expresión considera las cargas permanentes, una carga variable como principal y el resto multiplicadas por un coeficiente de simultaneidad. La expresión simplificada y adaptada al presente caso, es la siguiente:

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot \Psi_0 \cdot Q_2$$

Con la misma *Tabla 4.2* del *DBSE* utilizada anteriormente, se obtienen los valores de los coeficientes de simultaneidad Ψ_0 para los dos tipos de acciones variables, es decir, sobrecarga de uso y sobrecarga de viento:

$$\Psi_0 = 0, \text{ para sobrecarga de uso}$$

$$\Psi_0 = 0,6, \text{ para sobrecarga de viento}$$

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

Tabla 05

Sustituyendo en la expresión los valores de Ψ_0 anteriormente sacados de la tabla, se tienen las siguientes combinaciones de acciones:

$$\text{ELUuvs} \quad 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCU} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \text{SCVs} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCU} + 0.9 \cdot \text{SCVs}$$

$$\text{ELUvsu} \quad 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCVs} + 1.5 \cdot 0 \cdot \text{SCU} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCVs} + 0 \cdot \text{SCU}$$

$$\text{ELUuvp} \quad 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCU} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \text{SCVp} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCU} + 0.9 \cdot \text{SCVp}$$

$$\text{ELUvpu} \quad 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCVp} + 1.5 \cdot 0 \cdot \text{SCU} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{SCVp} + 0 \cdot \text{SCU}$$

La manera de nombrar las combinaciones de acciones es, en primer lugar, si se trata de estado límite último o de servicio (ELU o ELS), seguidamente se sitúa en minúsculas la variable fundamental y por último la variable que se encuentra multiplicada por el coeficiente de simultaneidad.

La expresión para obtener estas combinaciones de acciones para ELU, tiene una expresión similar en el caso de ELS (sin coeficientes parciales) que sirve para tener en cuenta los efectos debidos a acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles. No obstante, no se han definido las combinaciones que derivan de esta expresión en el programa SAP 2000 por resultar irrelevantes para el cálculo.

En resumen, todas las combinaciones que finalmente se han definido son las siguientes:

ELSp	ELUp
ELSu	ELUu
ELSvs	ELUvs
ELSvp	ELUvp
ELSqpu	ELUqpu
	ELUuvs
	ELUvsu
	ELUuvp
	ELUvpu

Una vez definidas todas las combinaciones posibles para el cálculo lineal de la estructura, se han introducido en el programa SAP 2000. Para ello, se ha utilizado el menú *Define-Load Combinations*, en el que se ha ido añadiendo y nombrando cada combinación.

En la siguiente página aparece el cuadro de diálogo de definición de una de las combinaciones (ELUuvs). Para todos los casos se ha elegido el tipo de combinación lineal y, en cada caso se han ido eligiendo las distintas cargas que actúan en la combinación y se han dispuesto los coeficientes (Scale Factor). Estos coeficientes introducidos en cada cuadro de diálogo han sido marcados en negrita en este capítulo.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CMP	Linear Static	1,35
CMP	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
SCU	Linear Static	1,5
SCVs	Linear Static	0,9

03. Resultados de deformación

03. Resultados de deformación

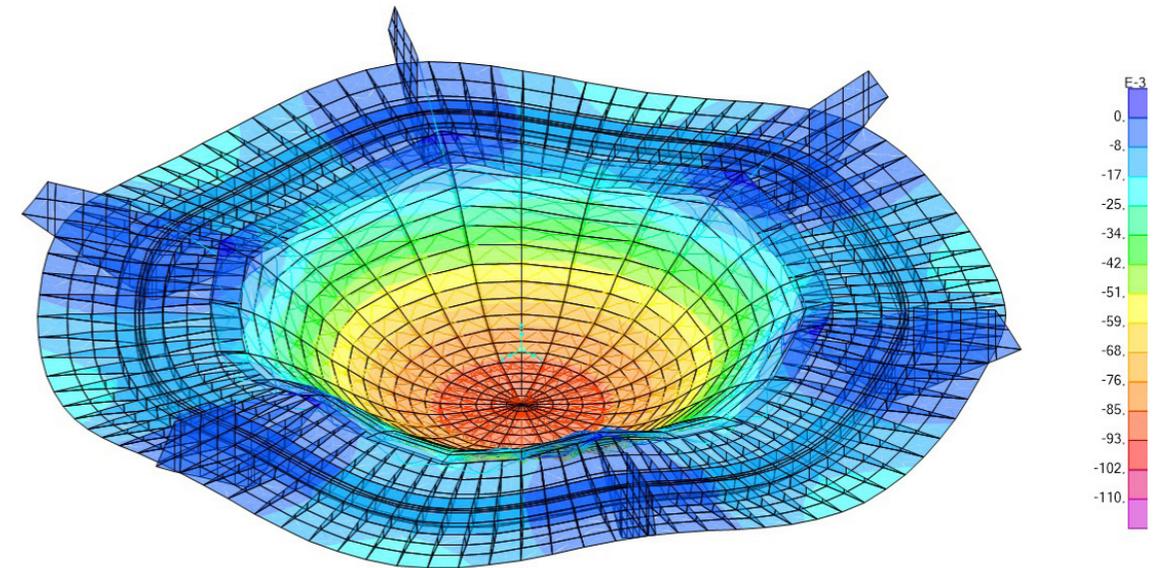
Resultados generales en ELS.

Una vez introducidas las secciones, cargas, condiciones de enlace y combinaciones de acciones en el programa SAP 2000, se procede al cálculo del modelo estructural. Para ello se utiliza el menú *Analyze-Run Analysis*.

A continuación, se muestran las deformadas de la estructura para las combinaciones de acciones más características, es decir ELSqpu, ELSvs y ELSvp. Con el fin de establecer una comparativa entre las mismas, se ha impuesto, en la escala de colores del programa SAP 2000, la asignación del color magenta al movimiento vertical máximo de las tres combinaciones, es decir, 11,09 cm.

ELSqpu | Estado límite de servicio en la situación de cargas casi permanentes

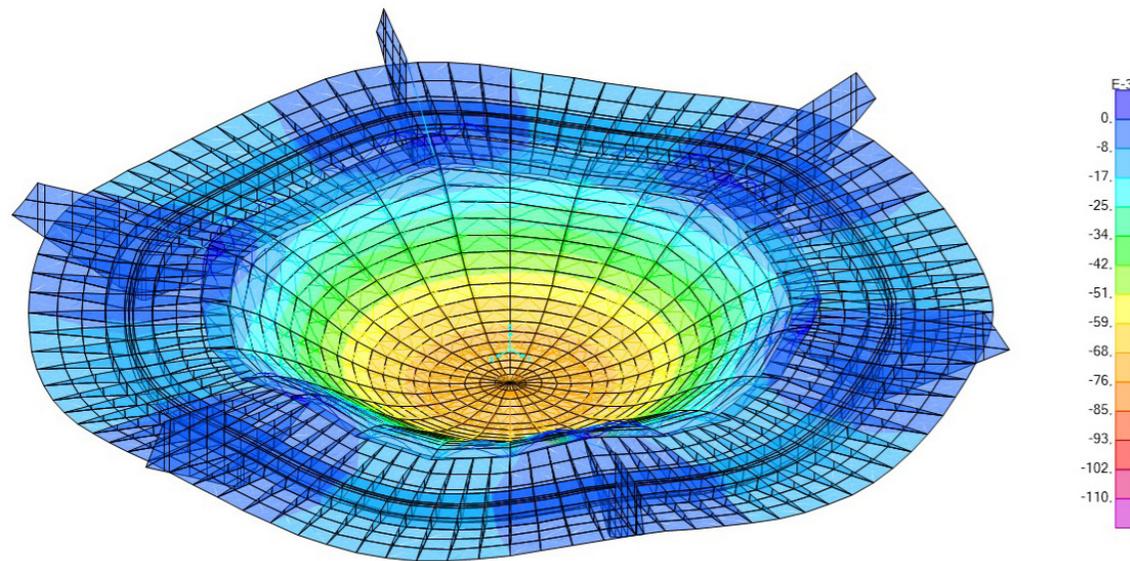
ELSqpu 1·G + 0·SCU



ELSvs | Estado límite de servicio con variable principal de viento (succión)

ELSvs 1·G+1·SCVs

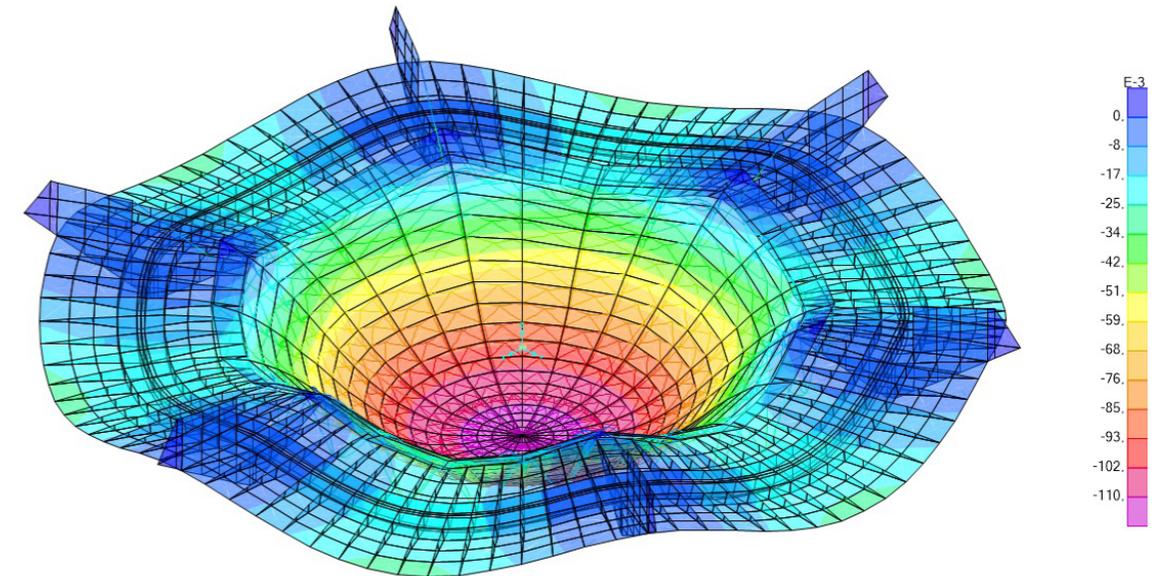
Como se puede observar, esta es la situación de cargas más favorable de las tres, es decir, en la que menos se deforma el edificio verticalmente. Esto es debido a que la combinación lineal tiene en cuenta las cargas verticales de succión de viento (SCVs), que son cargas con sentido ascendente que compensan en cierta medida las descendentes debido al peso propio de la estructura (DEAD) y a las cargas muertas permanentes (CMP) ($G = \text{DEAD} + \text{CMP}$).



ELSvp | Estado límite de servicio con variable principal de viento (presión)

ELSvp 1·G+1·SCVp

Esta combinación, en cambio, es la situación de cargas más desfavorable, ya que los movimientos verticales de descenso son mayores que en las dos combinaciones anteriores. Esto es porque la carga de viento de presión es descendente y, además, de un valor bastante elevado ($0,94 \text{ kN/m}^2$), por tanto, se suma a las acciones permanentes (G). La primera situación ELSqpu ($1 \cdot G + 0 \cdot \text{SCU}$), es más favorable porque el coeficiente de simultaneidad es igual a 0 ($\Psi_2 = 0$), por tanto no se tiene en cuenta en la combinación la sobrecarga de uso debido a que se multiplica por un factor igual a 0.



03. Resultados de deformación

Comprobación de flecha.

La primera comprobación que se ha realizado del modelo estructural es la flecha, es decir, el cumplimiento de una deformación máxima de la estructura según marca el *Código técnico de la edificación*. Es recomendable realizar primero esta comprobación y después la de resistencia, ya que en el caso de que se tengan que realizar modificaciones por falta de capacidad resistente, los cambios serán hacia la búsqueda de mayor rigidez, que siempre implica una menor deformación.

Este orden de comprobaciones coincide con la manera en que calcula el programa SAP 2000 las estructuras y como funciona la matriz de rigideces. Es decir, primero se sacan las deformaciones y movimientos de la estructura y después, a partir de los mismos se deducen los esfuerzos.

La primera y única comprobación que hay que hacer del modelo es la de flechas verticales, ya que no existe sobrecarga de sismo y se ha despreciado la acción del viento horizontal sobre las fachadas y cubierta, al no tener el edificio ningún tipo de cerramiento y porque la rigidez de los 6 soportes hacen que el desplazamiento lateral sea despreciable.

Para la limitación de flecha vertical se ha recurrido al *Código Técnico de la Edificación* y, más concretamente al *Documento Básico de Seguridad Estructural (DBSE)*. En el punto 4.3.3.1 Flechas, indica cómo se debe comprobar a flecha vertical una estructura. Básicamente existen tres comprobaciones:

1. La primera de ellas se debe a la integridad de los elementos constructivos tales como tabiques. En el edificio que se comprueba, al ser una estructura diáfana y no presentar tabiques, no es de aplicación esta limitación. Esto es, al ser una cubierta exenta, su flecha vertical no puede dañar ningún elemento, ni inferior, ni superior.
2. La segunda comprobación de flecha sirve para el confort de los usuarios por tema de vibraciones en los forjados. Como el edificio de estudio se trata de una cubierta no transitable y es accesible únicamente para mantenimiento, no rige la limitación por vibración.
3. Por último, se debe comprobar una flecha máxima para considerar la apariencia de la obra. Esta limitación sí es de aplicación al modelo de estudio ya que se aplica por condiciones estéticas, es decir, para que no se aprecie visualmente que los elementos horizontales están curvados. En este contexto, el *DBSE* determina que el ojo humano no es capaz de observar 1/300 de pendiente, por tanto, la limitación consiste en una flecha relativa máxima de 1/300 de la luz. Siendo la flecha relativa la diferencia de movimiento vertical entre dos puntos y la luz el doble de la distancia horizontal entre ellos.

Estas definiciones hacen que las comprobaciones de flecha, en realidad, limiten las pendientes de deformación. De este modo, en la deformada de la estructura se debe comprobar tanto el mayor movimiento vertical como las máximas pendientes observables.

Según la normativa, esta consideración se aplica sobre la situación de cargas casi permanentes, es decir, de las definidas anteriormente:

$EL_{Squ} = 1 \cdot G + 0 \cdot SCU$, (debido a que $\Psi_2 = 0$, por tratarse de una cubierta accesible únicamente para mantenimiento)

Como se ha visto a lo largo del trabajo, el edificio de análisis presenta una estructura mixta de acero y hormigón. Estos dos materiales, en el caso de flecha diferida con el tiempo se comportan de manera diferente. Esto es, en el caso del acero, la flecha inicial que se produce cuando la estructura entra en carga, es igual a la diferida, ya que es un material que no presenta un reajuste molecular con el tiempo, sino que una vez se produce la flecha, ésta permanece inalterada si no cambian las cargas o condiciones de enlace. Esto es distinto para el caso del hormigón, ya que es un material que se readapta con el tiempo y tiene una curva de adaptación que puede durar incluso años.

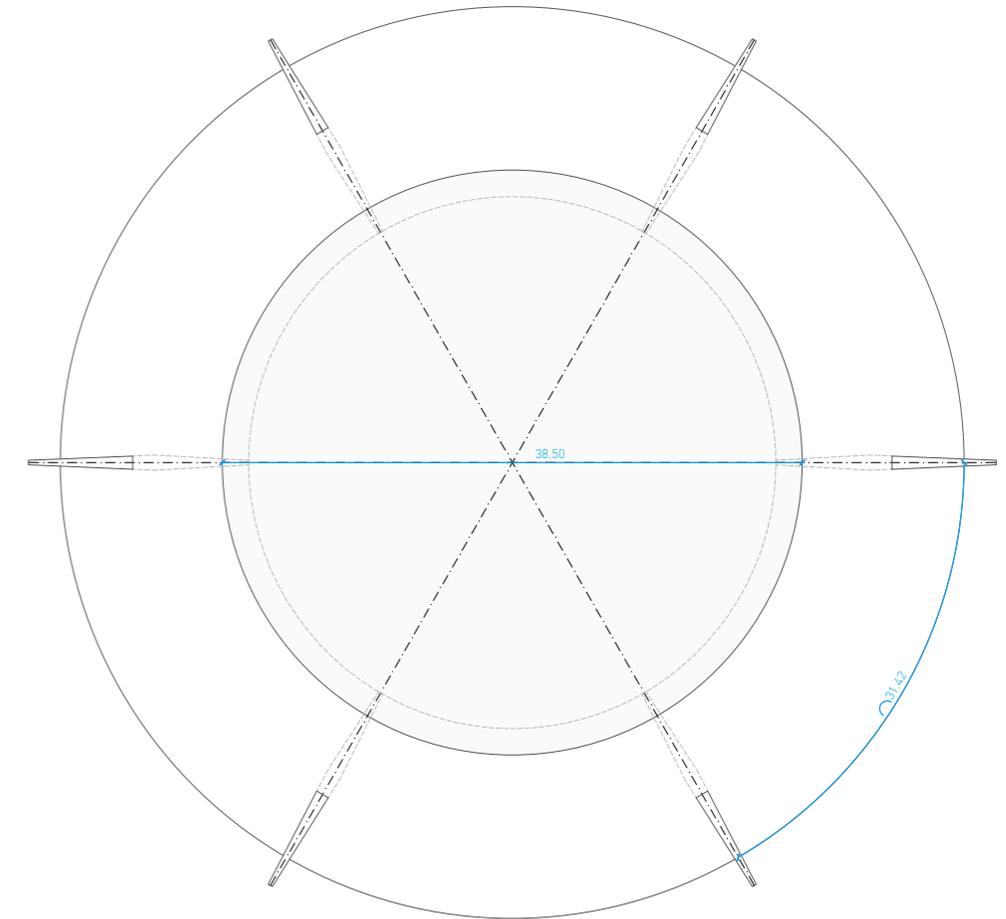
No obstante, el programa SAP 2000 proporciona la deformada de la estructura que sale a partir del cálculo elástico y lineal, esto es, el movimiento de la estructura elástico e instantáneo. Es decir, genera la deformación inicial que se produce en la estructura bajo un estado de cargas, unas rigideces y un módulo de deformación originales. En ningún caso proporciona una deformación diferida con el tiempo.

Por tanto, en el caso del acero, como su flecha diferida es despreciable, para la comprobación de la consideración de apariencia de la obra, se puede tomar la que sale por cálculo elástico y lineal. No obstante, en el caso del hormigón se debe contabilizar una flecha extra. Para calcular esta flecha diferida influyen infinidad de factores como la armadura, edad de descimbrado, etc. que dificultan enormemente el cálculo. Además, los cálculos que proporciona la EHE-08 es para el caso de secciones rectangulares. Por tanto, para el presente trabajo se ha supuesto una simplificación, es decir, a la flecha que sale por cálculo elástico y lineal (resultados SAP 2000) se le ha aplicado un factor de mayoración de 3, para tener en cuenta la deformación diferida y la fisuración del hormigón.

Para comprobar la flecha máxima en los dos tipos de estructura lo que se ha hecho es, en primer lugar, observar la deformada para detectar el movimiento máximo de la estructura. En ambos casos, este movimiento máximo coincide con la máxima pendiente y, corresponde al centro de vano entre apoyos.

Por tanto, en primer lugar se ha obtenido el doble de la distancia horizontal entre los puntos de máxima flecha relativa, que en ambos casos es la distancia entre apoyos. En el gráfico de la siguiente página aparecen representadas estas distancias.

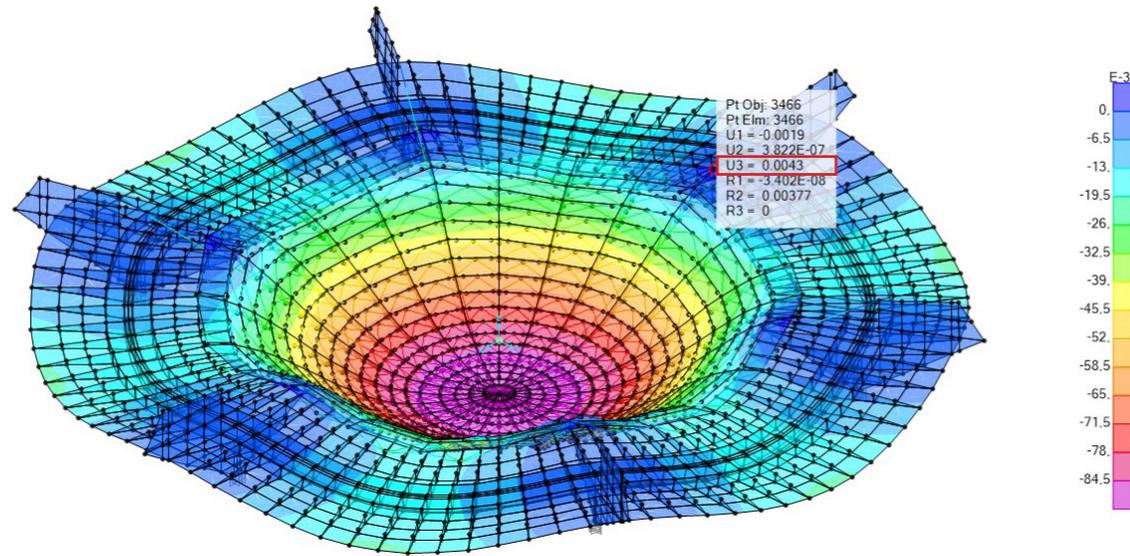
Doble de la distancia horizontal (2x)



Flecha relativa (Δy)

En segundo lugar, se calcula la diferencia de movimiento vertical a partir de los datos obtenidos en el programa SAP 2000 para posteriormente compararla con la flecha máxima permitida para condiciones de apariencia de la obra.

Estructura metálica (movimiento vertical en apoyo)



Estructura metálica | Flecha relativa (Δy)

$$\Delta y = |-0,0873 - 0,0043| = 0,0916 \text{ m} = \mathbf{9,16 \text{ cm}}$$

Estructura metálica | Flecha máxima permitida

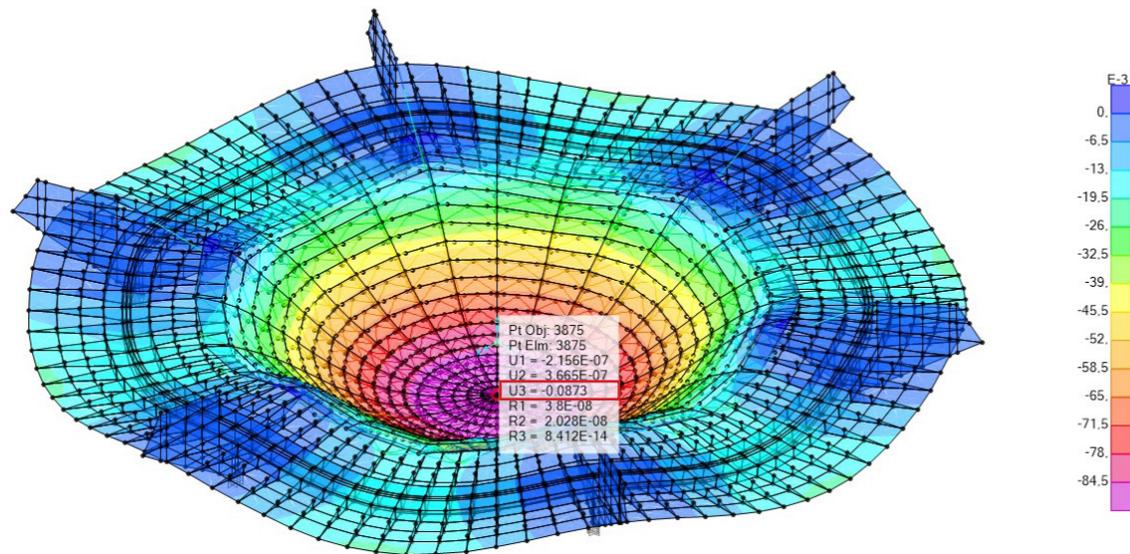
$$1/300 \cdot 2x = 1/300 \cdot 38,50 = 0,1283 \text{ m} = \mathbf{12,83 \text{ cm}}$$

$$(2x = 38,50 \text{ m})$$

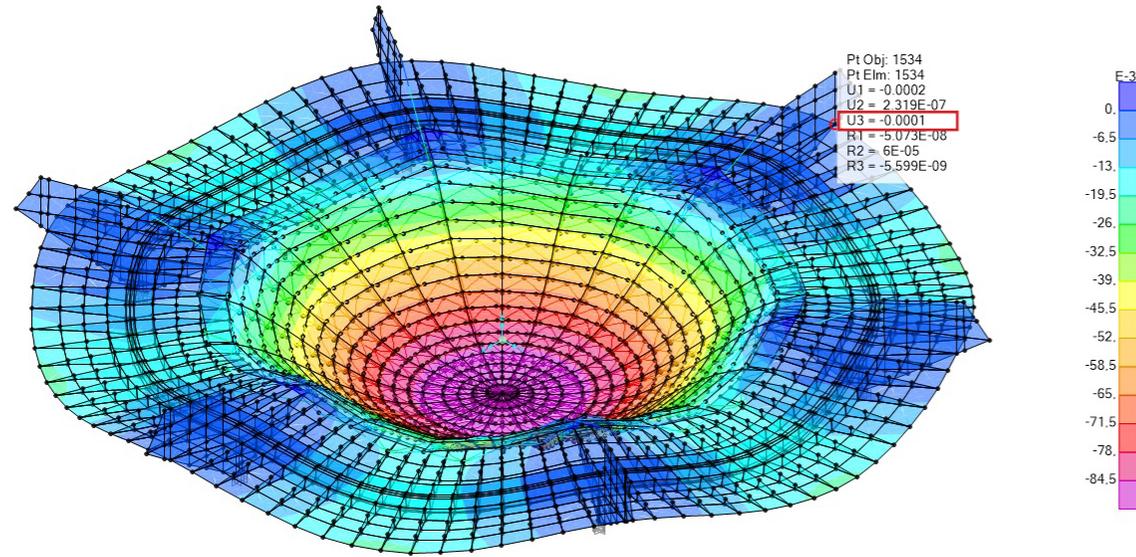
Estructura metálica | Cumplimiento a deformación

Como $9,16 < 12,83$, la estructura metálica **CUMPLE** a deformación vertical según el *DBSE* en su tercera consideración de apariencia de la obra.

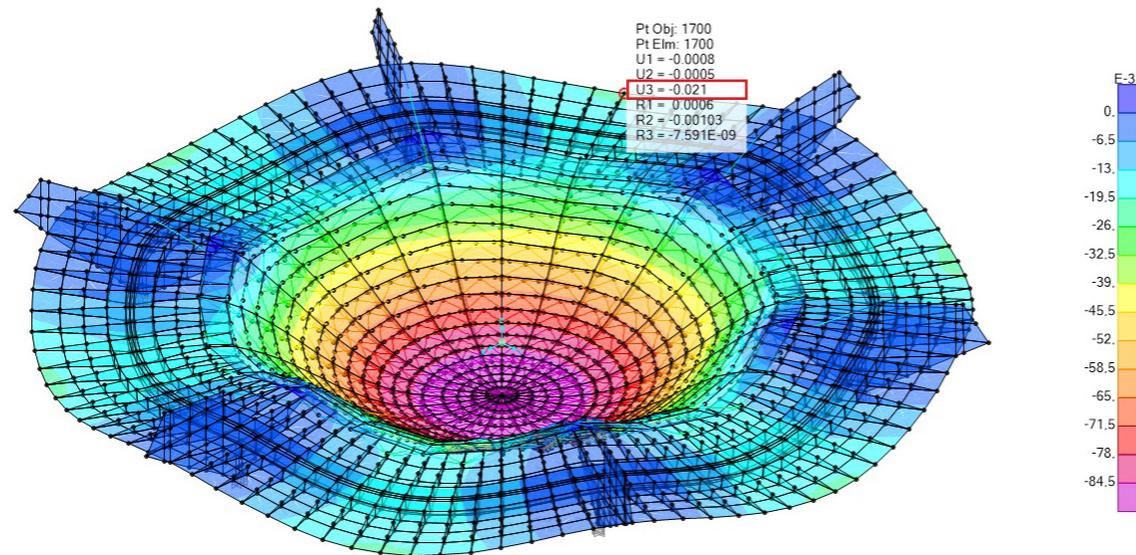
Estructura metálica (movimiento vertical en centro de vano)



Estructura de hormigón (movimiento vertical en apoyo)



Estructura de hormigón (movimiento vertical en centro de vano)



Estructura de hormigón | Flecha relativa (Δy)

$$\Delta y = |-0,021 + 0,0001| = 0,0209 \text{ m} = 2,09 \text{ cm}$$

Como se ha explicado anteriormente, para el caso de la estructura de hormigón, a la flecha que sale por cálculo elástico y lineal (resultados SAP 2000) se le ha aplicado un factor de mayoración de 3, para tener en cuenta la deformación diferida y la fisuración del hormigón. Es decir:

$$\Delta y = 3 \cdot 2,09 = \mathbf{6,27 \text{ cm}}$$

Estructura de hormigón | Flecha máxima permitida

$$1/300 \cdot 2x = 1/300 \cdot 31,42 = 0,1047 \text{ m} = \mathbf{10,47 \text{ cm}}$$

$$(2x = 31,42 \text{ m})$$

Estructura de hormigón | Cumplimiento a deformación

Como $6,27 < 10,47$, la estructura de hormigón **CUMPLE** a deformación vertical según el *DBSE* en su tercera consideración de apariencia de la obra.

04. Resultados de resistencia

04. Resultados de resistencia

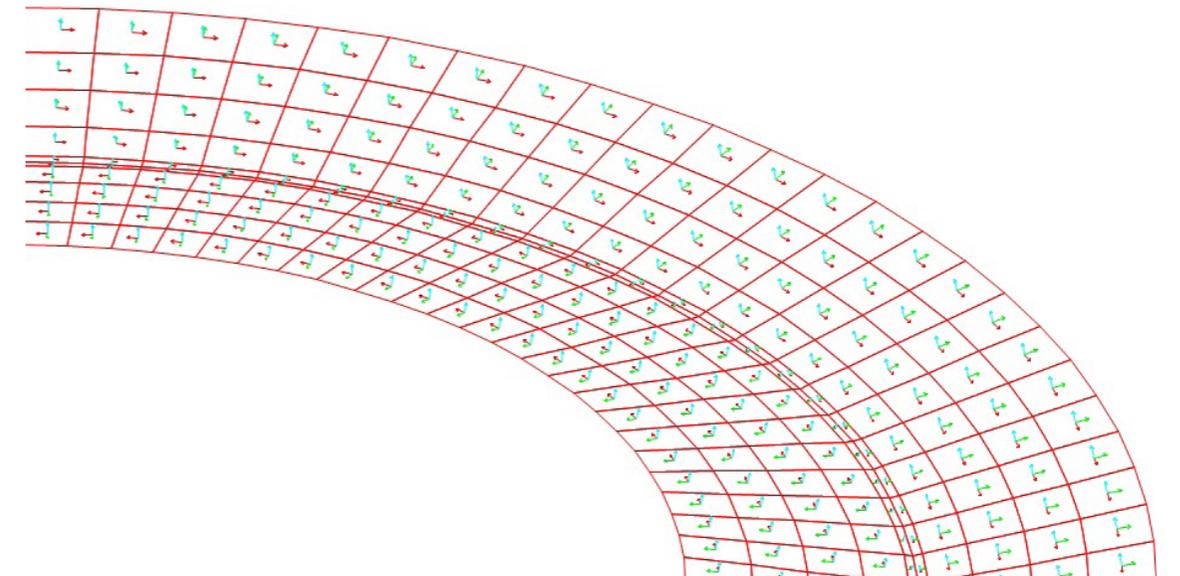
Dimensionado de elementos horizontales de hormigón.

En el dimensionado de elementos de hormigón armado se ha procedido, en primer lugar, al análisis y armado de los elementos horizontales, es decir, de las losas. En el modelo de estudio se tienen dos grupos que encajan en esta descripción, estos son:

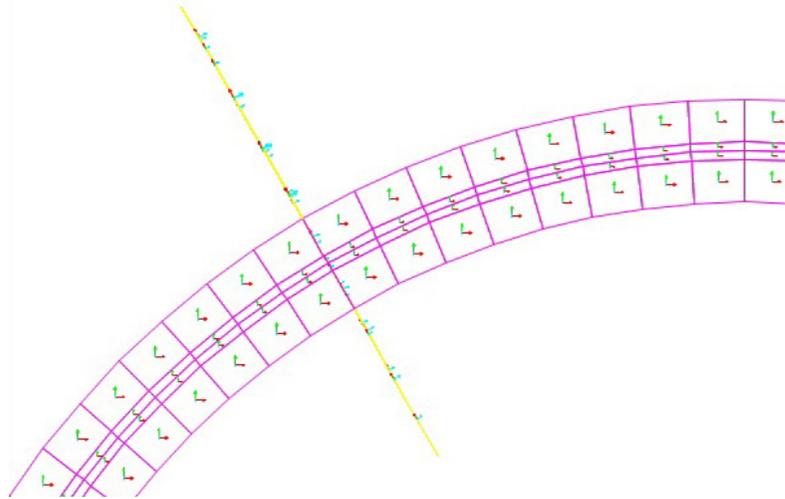
stLosainferior
stLosasuperior

Se tratan de losas de hormigón armado HA-25 y de 15 cm de espesor. Son losas macizas y que trabajan en dos direcciones, por tanto, hay que establecer el armado en la dirección del eje 1 y en la del eje 2. Para ello, al tratarse de elementos horizontales, se deben observar los momentos en ambas direcciones (M11 y M22), pero también los cortantes (V13 y V23). Antes de proceder al armado de las losas, se ha observado la orientación de los ejes:

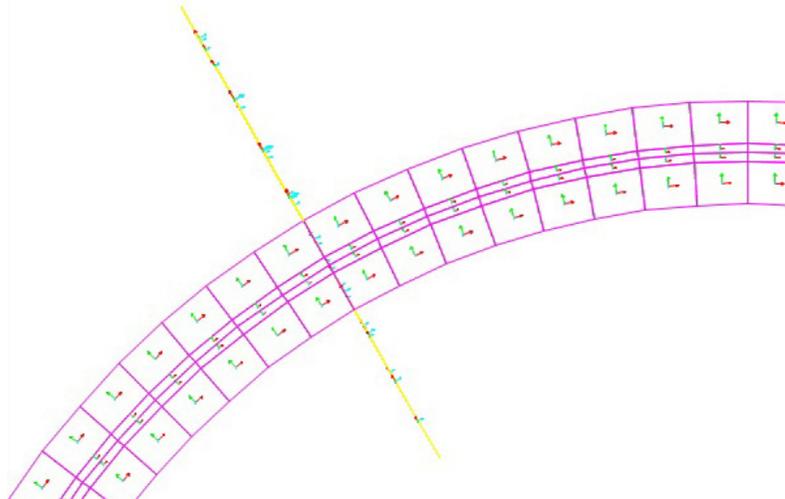
En el caso de losa inferior, la orientación de los ejes es correcta, ya que el eje 1 sigue el trazado circular del edificio (eje rojo), mientras el eje 2 es perpendicular al mismo (eje verde).



No obstante, para el caso de la losa superior, se ha observado que los ejes están situados de modo que dificultan el dimensionado, ya que están todos en la misma orientación, independientemente de la inclinación del elemento finito:



Por tanto, se ha procedido al giro de los ejes locales de cada elemento finito según su inclinación. Para ello, se ha utilizado el menú *Asign-Area-Local Axes* y se ha seleccionado el ángulo correspondiente en cada caso. De este modo, los ejes de la losa han quedado de manera análoga al caso de la losa inferior, esto es, el eje 1 (eje rojo) siguiendo el trazado circular y el eje 2 (eje verde) perpendicular al mismo.



Una vez orientados los ejes de manera correcta, se ha procedido al cálculo del armado de las losas a través de la tabla excel *dglDimensionadoForjados*. En esta tabla, en primer lugar se seleccionan los materiales, espesor de losa, y recubrimiento. Estos son:

Hormigón	HA-25
Acero	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Canto	15 cm
Recubrimiento neto	3,5 cm

A partir de esto y la armadura elegida, siguiendo los criterios de la *Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE-08)*, la tabla calcula el dominio en el que está trabajando el hormigón, la profundidad de fibra neutra y el momento último que es capaz de resistir la losa con ese armado.

Los dominios en los que interesa que trabaje el hormigón son el 2 o el 3, porque el 4 ya se trata de rotura frágil. Una vez elegida la armadura que asegura que el hormigón trabaja en estos dominios, se toma el momento último que resiste la losa. Este momento se coge tanto en negativo como en positivo y para las dos direcciones (eje 1 y eje 2), ya que se supone una armadura en parrilla igual para la cara superior y para la cara inferior de la losa.

La manera que tiene el programa SAP 2000 de representar los esfuerzos sobre elementos finitos es mediante zonas de colores (siguiendo una escala de colores en función del valor del esfuerzo). El programa permite ajustar el rango que abarca la escala de colores, de modo que la clave reside en situar el valor máximo de momento que resiste la losa con el armado que se ha elegido (tanto en positivo como en negativo) para de manera visual poder considerar si cumple a resistencia. De modo que la losa cumple si no aparecen zonas magenta o azul oscuro.

La combinación en la que la losa debe resistir estos esfuerzos es en estado límite último y con variable principal la sobrecarga de uso (ELUu).

Dimensionado losa superior

Se elige como armadura de base un mallazo de $\varnothing 12$ cada 20 cm en la cara superior e inferior de la losa, de manera que el hormigón trabaja en Dominio 2 y la losa resiste un momento último de 19,98 kN.m/ m.a. y un cortante de 61,46 kN/ m.a.

En las imágenes que aparecen a continuación se ha comprobado que la losa cumple con este armado.

(Tabla e imágenes en página siguiente)

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LOSAS MACIZAS
DAVID GALLARDO LLOPIS - DICIEMBRE 2015

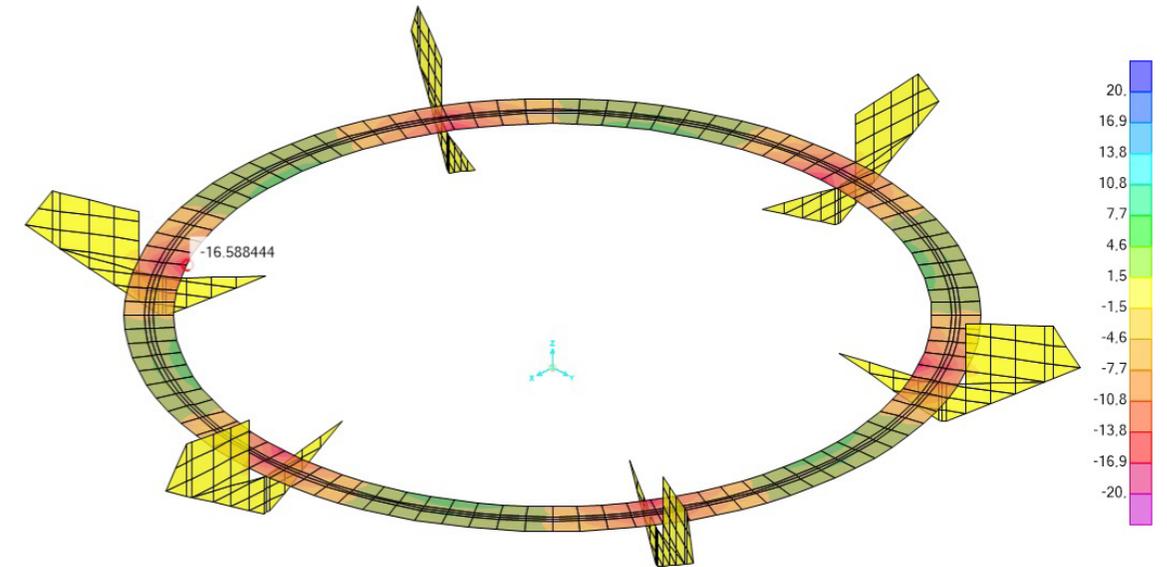
DATOS DE PARTIDA		
Materiales y geometría		
Fck	25	N/mm2
Gc	1,50	
Fcd	16,67	N/mm2
Fyk	400	N/mm2
Gy	1,15	
Fyd	347,83	N/mm2
Canto Losa Maciza	15	cm
Recubrimiento Neto	3,5	cm
Cuantía mínima geométrica	52,17	kN
Cuantía mínima mecánica	100,00	kN

RESISTENCIA ELU		
FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE		
Armadura de Base		
Diámetro de base	12	mm
Distancia entre barras de base	20	cm
Usd base	196,69	kN / m.a.
Canto útil	109,00	mm
M ult base	19,98	kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (solo base)		
Epsilon	2,000000	
Cuantía geométrica	0,005188	
Vu2 (base)	61,46	kN/m.a.

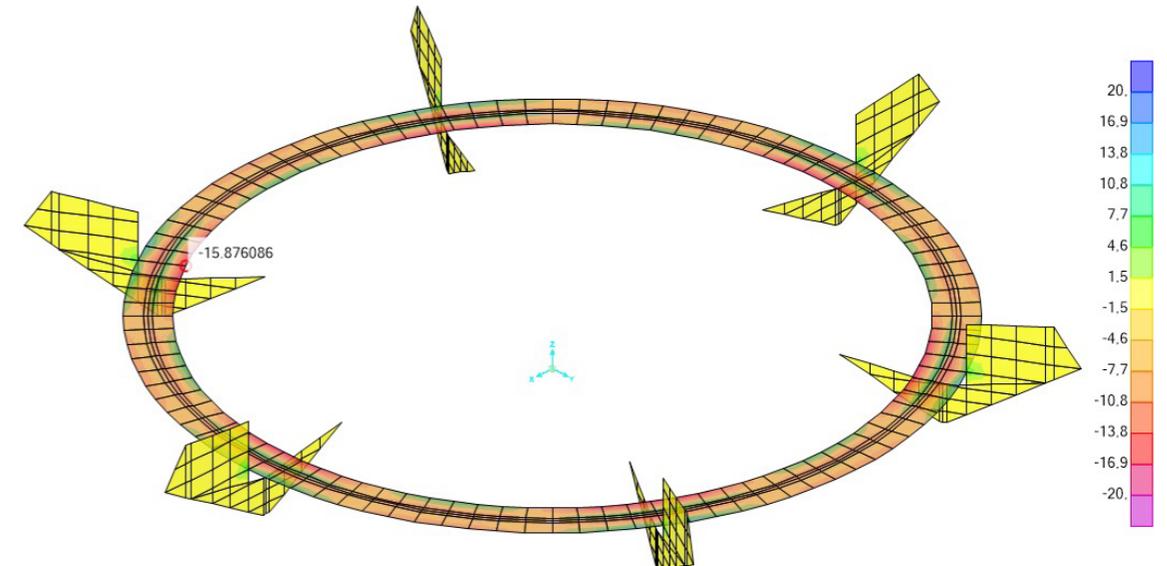
DOMINIO	2
PROF. FN. [mm]	19,85

Tabla 06

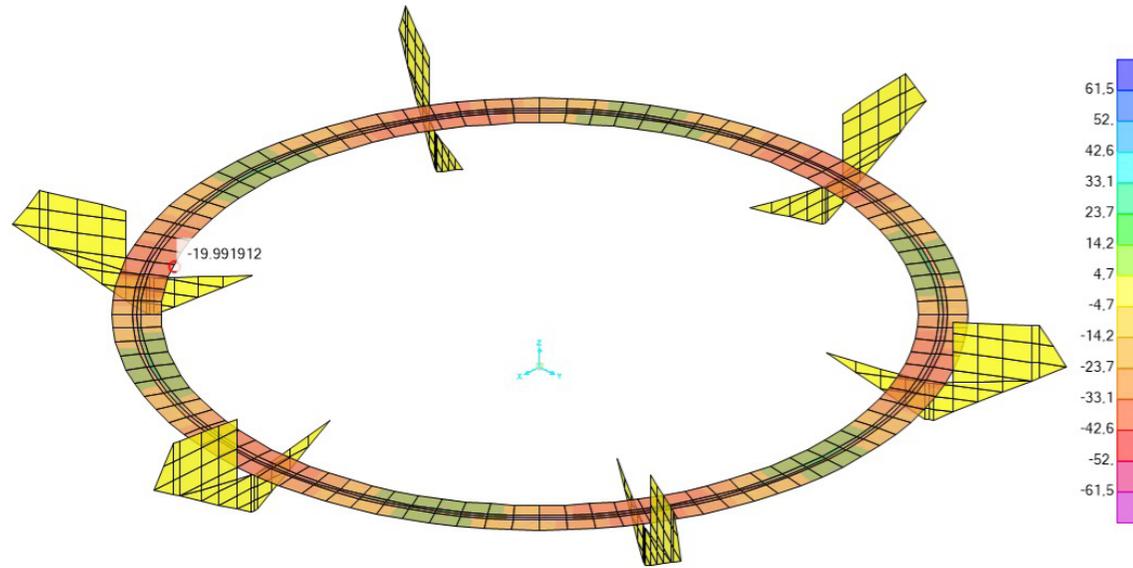
M₂₂ | Losa superior (Ø12 cada 20 cm)



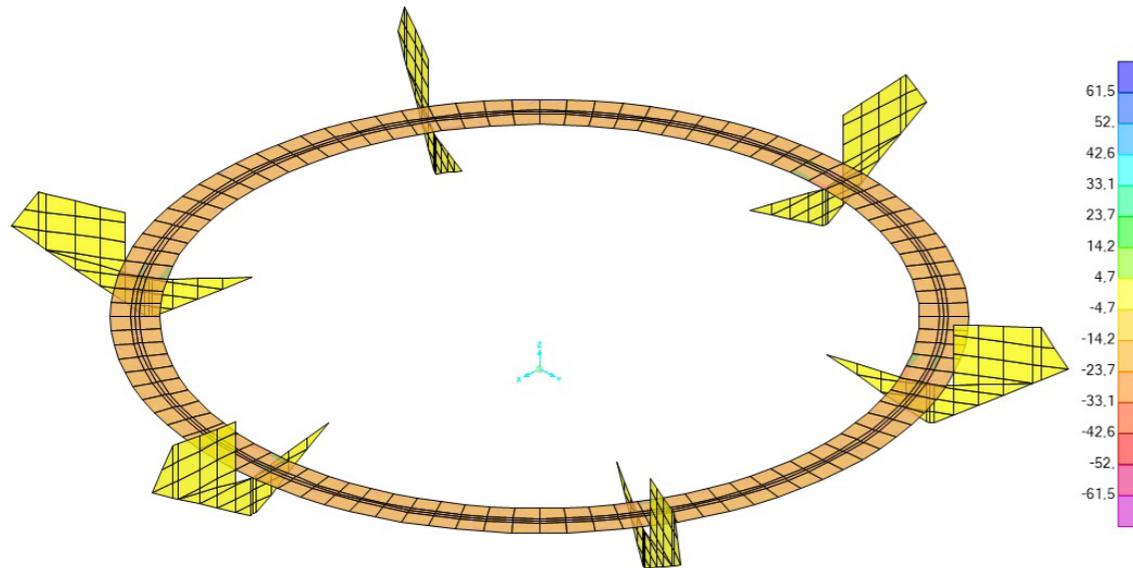
M₁₁ | Losa superior (Ø12 cada 20 cm)



V₂₃ | Losa superior (Ø12 cada 20 cm)



V₁₃ | Losa superior (Ø12 cada 20 cm)

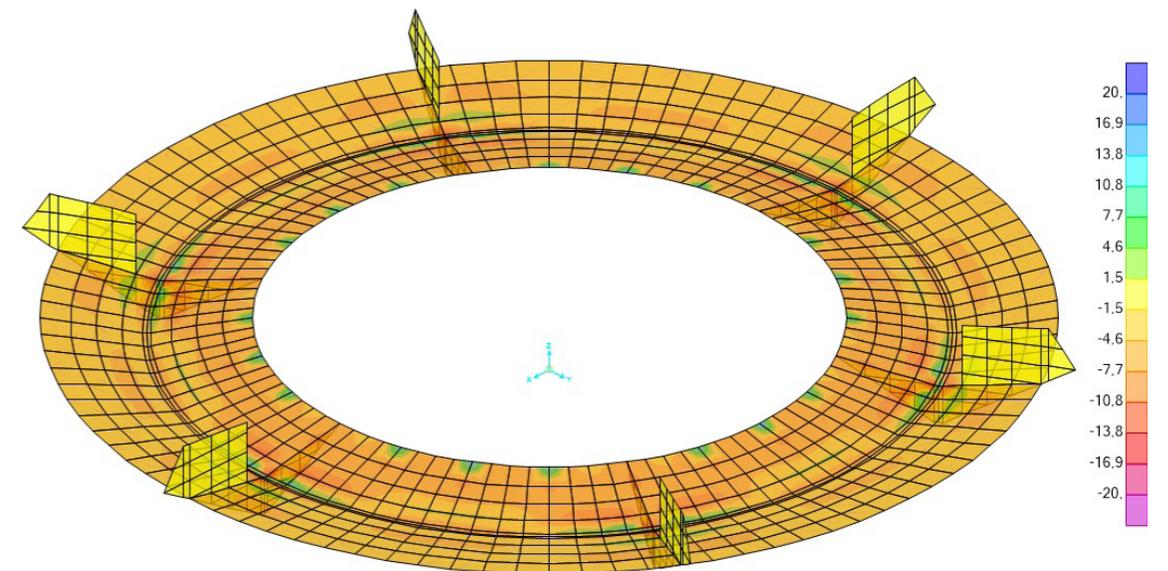


Dimensionado losa inferior

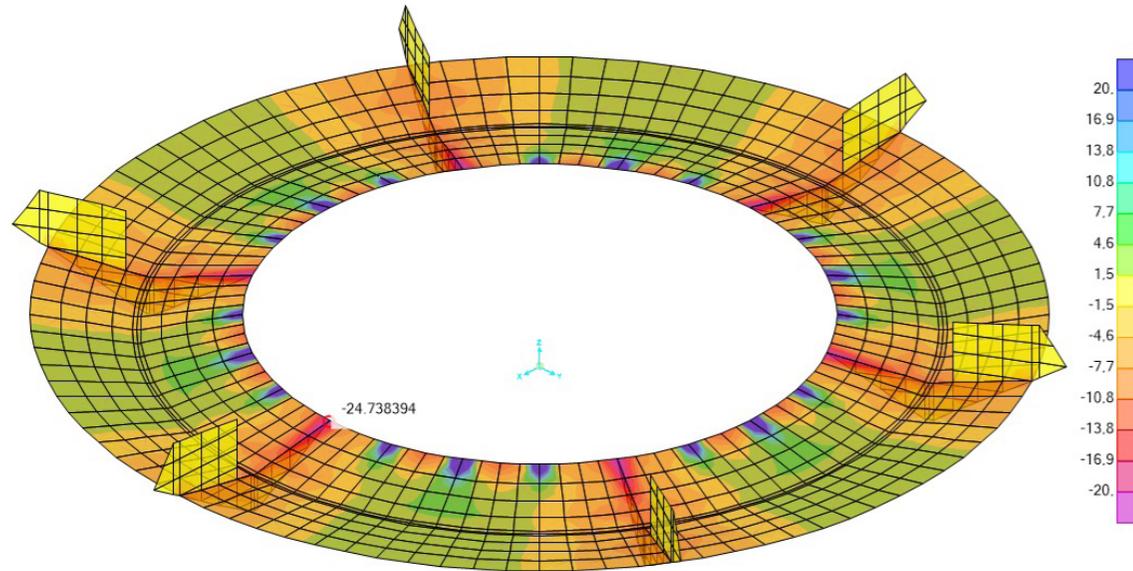
De manera análoga al caso anterior, se elige como armadura de base un mallazo de Ø12 cada 20 cm en la cara superior e inferior de la losa, de manera que el hormigón trabaja en Dominio 2 y la losa resiste un momento último de 19,98 kN.m/ m.a. y un cortante de 61,46 kN/ m.a.

(Misma tabla que la mostrada anteriormente)

M₂₂ | Losa inferior (Ø12 cada 20 cm)



M_{11} | Losa inferior ($\varnothing 12$ cada 20 cm)

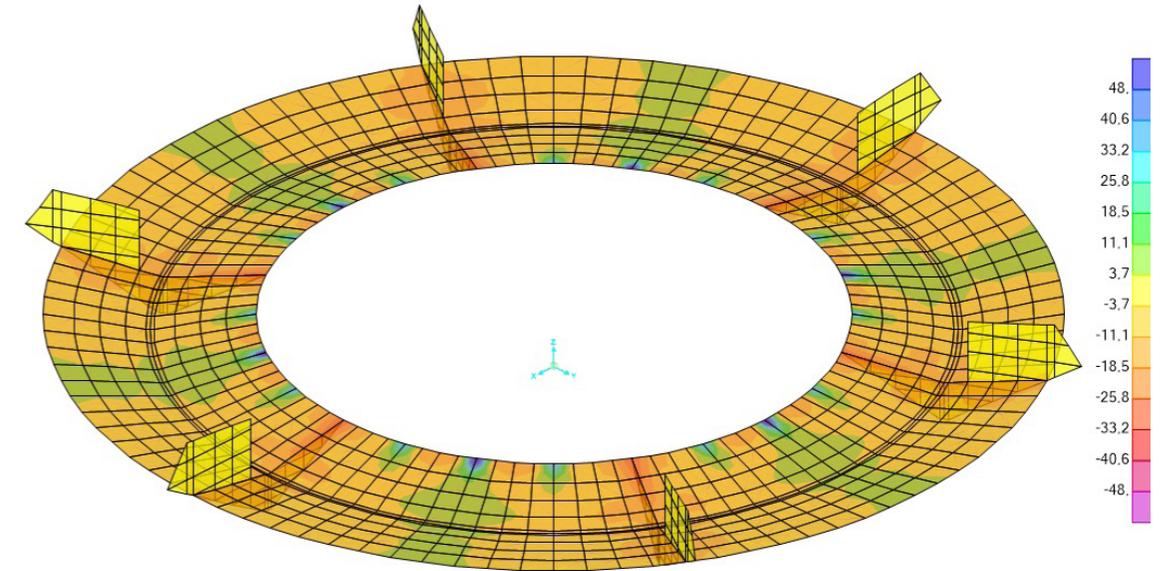


Como se puede observar en la imagen, en algunas zonas puntuales de la losa, los momentos son mayores que los momentos últimos resistidos por barras de $\varnothing 12$ cada 20 cm en el eje 1 (eje que sigue el trazado circular del edificio) por tanto, será necesario situar barras de refuerzo.

Para el caso de momentos negativos cercanos a los apoyos (color magenta) se admite que será suficiente con la armadura de base, ya que se trata de momentos muy poco por encima de los 19,98 kN.m/ m.a. (sobre los 25 kN.m/ m.a.) y, además muy cercanos al pilar. De manera que, si se hiciera la integral de los momentos existentes en el ancho del pilar y dos cantos útiles hacia cada lado, el valor de momento máximo quedaría sobradamente por debajo del momento último.

Para los momentos positivos existentes (sobre los 60 kN.m/ m.a.) por el apoyo de las cerchas radiales (color azul oscuro) es necesario disponer barras de refuerzo en la cara inferior para que aumenten el momento último positivo resistido por la losa.

M_{11} | Losa inferior ($\varnothing 12$ cada 20 cm + refuerzo)



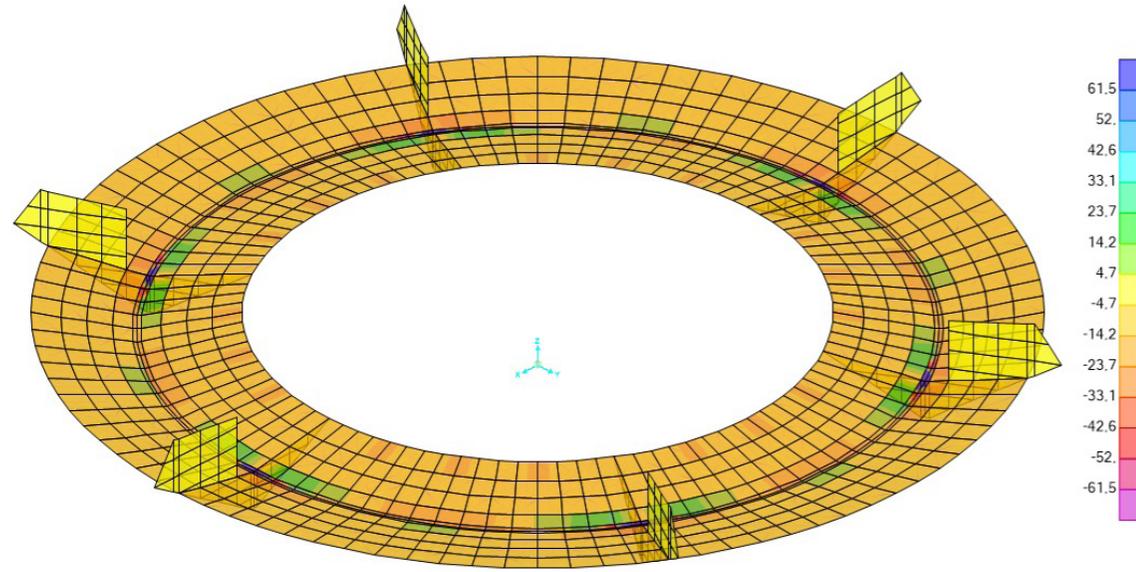
Se observa que con barras de $\varnothing 16$ cada 20 cm es suficiente. Éstas se situarán entre las de armadura base y en un ancho de 1/4 del anillo. Por facilidad constructiva y debido a que existen gran cantidad de picos de momento positivo, las barras de refuerzo se dispondrán de manera continua a lo largo de toda la circunferencia.

Con el refuerzo se siguen observando picos de color azul, pero no son significativos y se pueden despreciar.

Armadura de Refuerzo			
Diámetro de refuerzo	16	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm	
Usd refuerzo	349,67	kN / m.a.	DOMINIO
Usd base + refuerzo	546,36	kN / m.a.	3
Canto Útil Combinado	107,72	mm	PROF. FN. [mm]
M ult base + refuerzo	48,03	kNm/m.a.	47,64
Cortante resistido sin armadura específica (base más refuerzo)			
Epsilon	2,000000		
Cuanfía geométrica	0,014582		
Vu2 (base + refuerzo)	85,72	kN/m.a.	

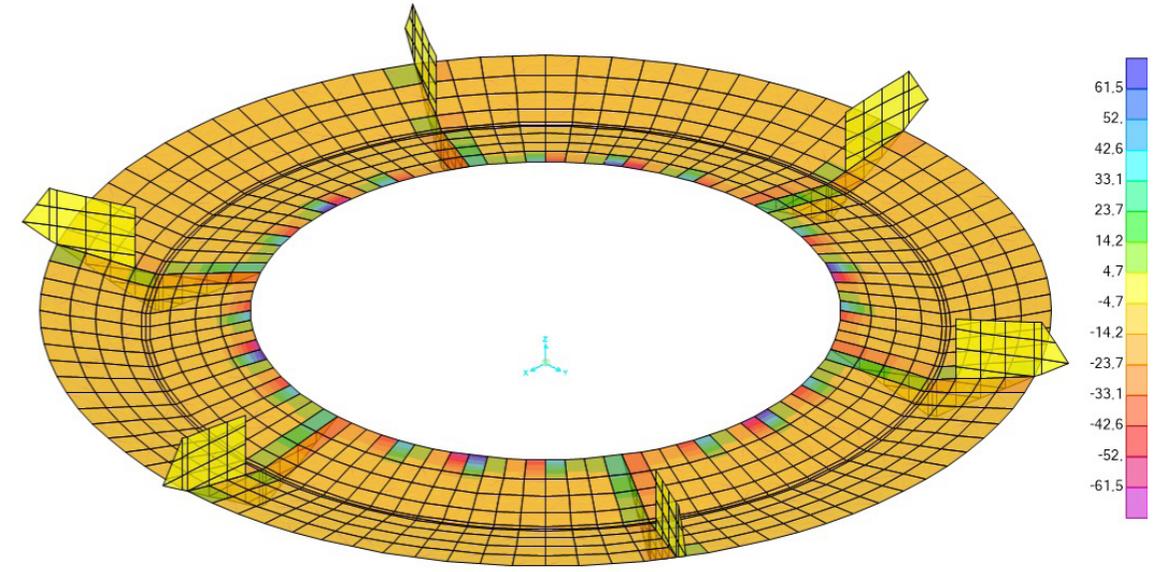
Tabla 07

V_{23} | Losa inferior ($\varnothing 12$ cada 20 cm)



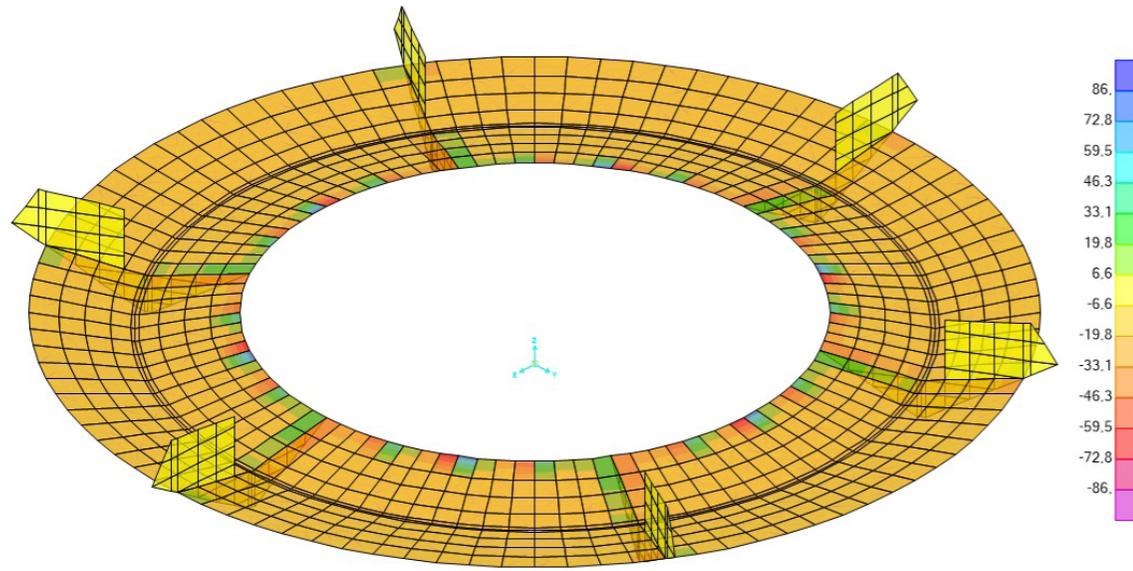
Aparecen zonas en las que el cortante es superior al cortante último resistido por la losa. No obstante, no se considera ya que se encuentra dentro del ámbito del pilar.

V_{13} | Losa inferior ($\varnothing 12$ cada 20 cm)

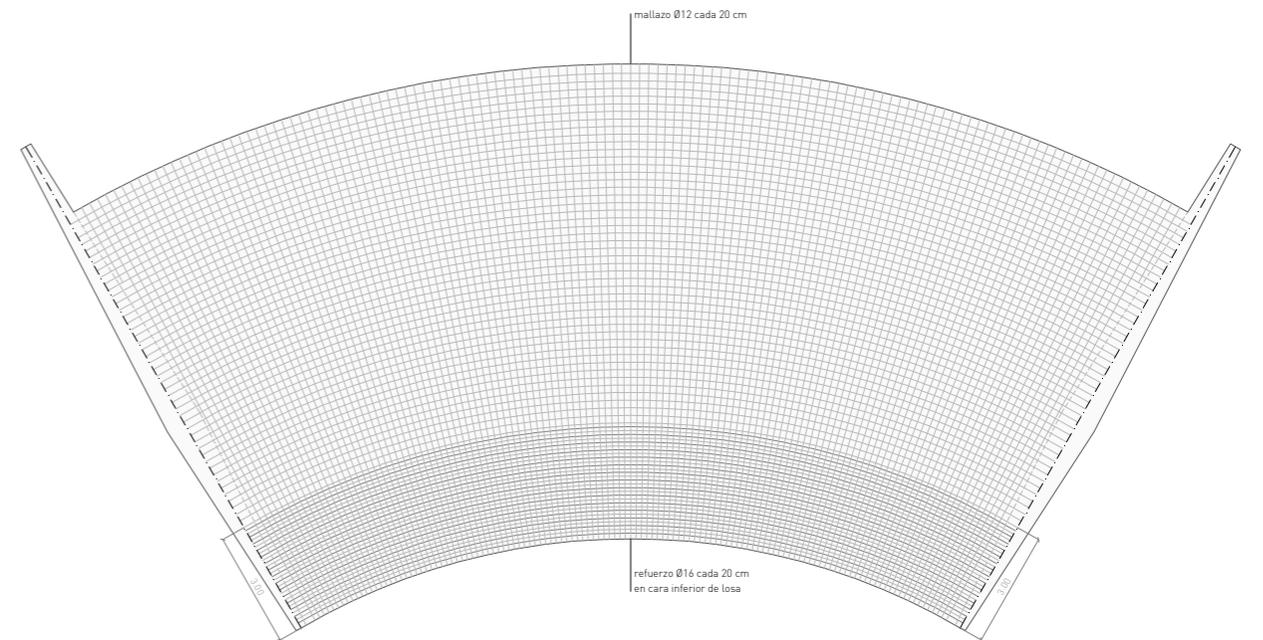
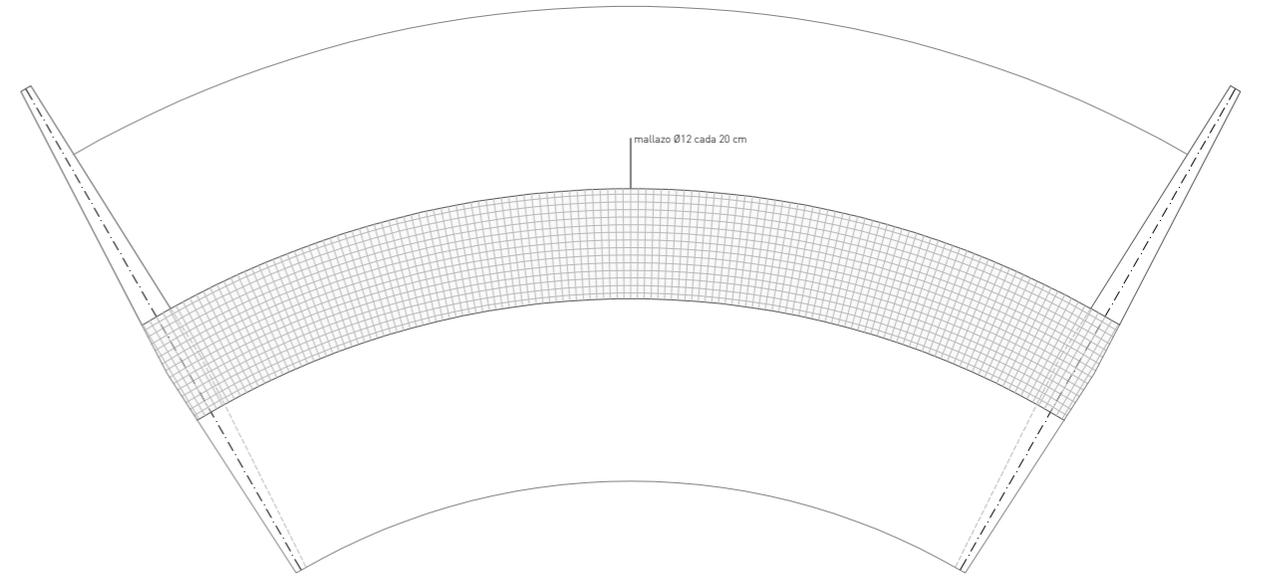


Se observan zonas que no cumplen el cortante último de la armadura de base, pero justo en la zona donde se han situado las barras de refuerzos.

V₁₃ | Losa inferior (Ø12 cada 20 cm + refuerzo)



Con el cortante último que proporciona la losa con la armadura base y la de refuerzo, sí que estaría cumpliendo a cortante en estas zonas de apoyo de las cerchas radiales.



04. Resultados de resistencia

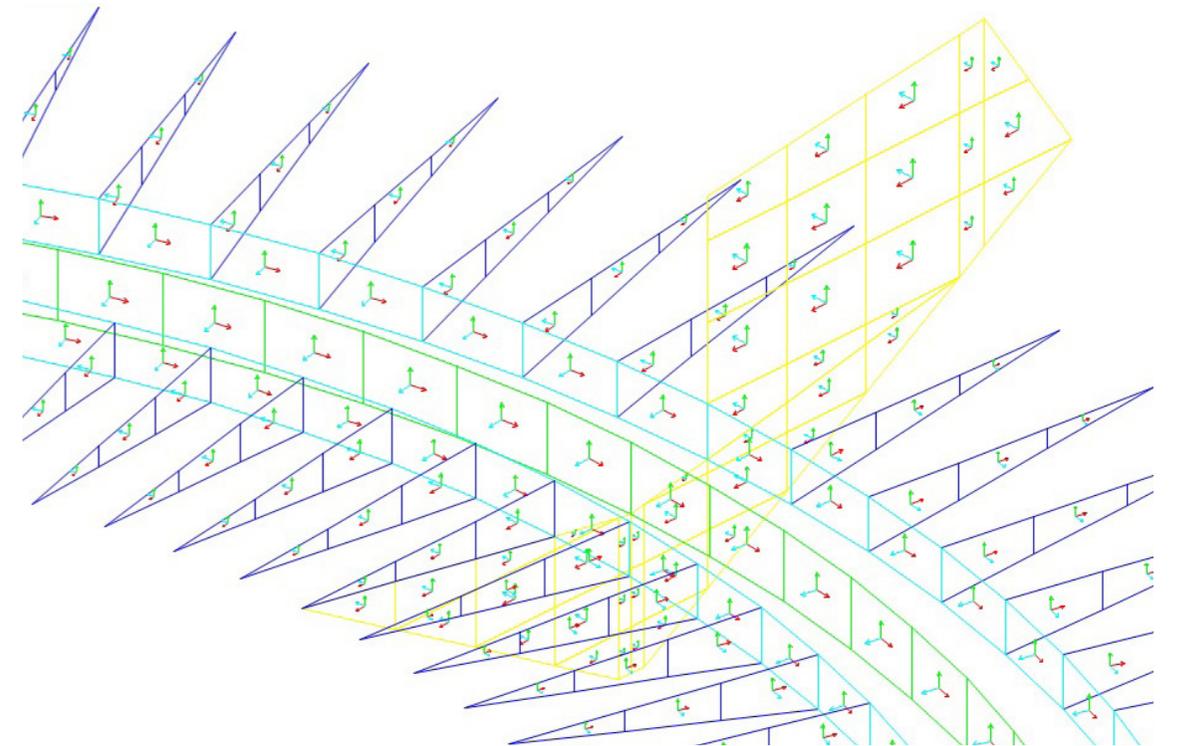
Dimensionado de elementos verticales de hormigón.

Una vez dimensionados los elementos horizontales, se ha procedido al cálculo de los elementos verticales de hormigón, es decir:

stVigaCentral
stVigaLateral
stCostillas
stPilar

Estos 4 elementos, por su forma de trabajo y su modelización a partir de elementos finitos, se han dimensionado como muros, por tanto los esfuerzos que se han tenido en cuenta son las fuerzas verticales (F22) y las fuerzas horizontales (F11), ya que son los esfuerzos principales a los que están sometidos los muros.

En primer lugar se ha comprobado que para los 4 elementos el eje 2 es el vertical (verde) y el eje 3 el horizontal (azul).



Seguidamente, se ha procedido de manera análoga al caso de losas, es decir, utilizando la tabla excel *dgl-DimensionadoMuros*. En ésta, se han definido los mismos materiales y recubrimiento neto que en el caso de losas, es decir:

Hormigón HA-25
 Acero $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 Recubrimiento neto 3,5 cm

El espesor del muro se ha especificado en función del elemento a calcular, es decir:

Viga central= 40 cm
 Vigas laterales= 30 cm
 Costillas= 30 cm
 Pilar= Variable entre 30 y 100 cm

A partir de estos datos y con la armadura elegida en cada caso, siguiendo los criterios de la *Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE-08)*, la tabla calcula la máxima compresión y la máxima tracción que es capaz de resistir el elemento vertical tanto para fuerzas verticales (F22) como para horizontales (F11).

Estos valores de máxima compresión y tracción han sido utilizados para establecer, en cada caso, el rango que abarca la escala de colores del diagrama de esfuerzos que proporciona el SAP 2000. De modo que, un color azul oscuro advierte de una excesiva tracción, mientras que el color magenta avisa de una compresión mayor a la que admite el hormigón.

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015					
DATOS DE PARTIDA					
Materiales			Geometría		
Fck	25	N/mm2	Espesor muro	30	cm
Gc	1,50		Recubrimiento Neto	3,5	cm
Fcd	16,67	N/mm2	Armadura exterior	vertical	
Fyk	500	N/mm2	Recubrimiento armadura horizontal	5,30	cm
Gc	1,15		Recubrimiento armadura vertical	4,10	cm
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm2			
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm2			
ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]			Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base horizontal	12	mm	Diámetro de base vertical	12	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm	Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	4.250,00	kN/m.a.	Máxima compresión hormigón	4.250,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	452,39	kN/m.a.	Máxima compresión acero	452,39	kN/m.a.
Máxima compresión	4.702,39	kN/m.a.	Máxima compresión	4.702,39	kN/m.a.
Máxima tracción	491,73	kN/m.a.	Máxima tracción	491,73	kN/m.a.

Tabla 08

En todos los elementos y, para fuerzas verticales y horizontales, se ha comprobado que el mayor problema del hormigón reside en la tracción. Es decir, con escasa armadura, el hormigón resiste a los esfuerzos de compresión solicitados, a diferencia de lo que ocurre en las zonas solicitadas a tracción, que en la mayoría de los casos ha sido necesario situar refuerzos. Esto es porque el hormigón trabaja muy bien a compresión pero, de los esfuerzos a tracción se ocupan las barras de acero básicamente.

Para hacer más visuales los resultados obtenidos, en primer lugar se muestran redondeados los esfuerzos a los que están solicitados los elementos (en naranja la compresión y en azul la tracción). A continuación, los diagramas de esfuerzos con la escala de colores según las armaduras elegidas y, finalmente, un esquema simplificado de la situación de las armaduras necesarias en cada elemento.

Dimensionado costillas

Para el dimensionado de las costillas de hormigón armado se ha supuesto que todas las parejas llevan el mismo armado, por facilidad constructiva. De modo que se han elegido las dos más desfavorables, es decir, las situadas en el centro de vano del anillo de hormigón, a 30° del pilar. En los siguientes dibujos se representa a la izquierda la costilla interior (más cercana a la estructura metálica) y a la parte derecha la costilla exterior.

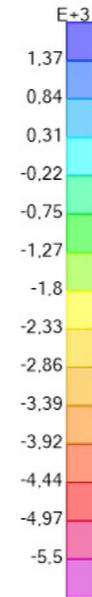
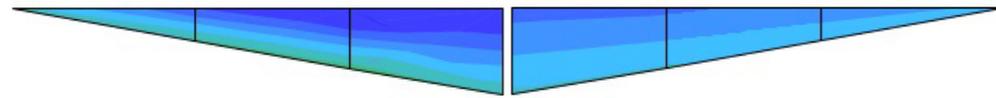
F₁₁ | Costillas (esfuerzos de tracción y compresión)



F₂₂ | Costillas (esfuerzos de tracción y compresión)

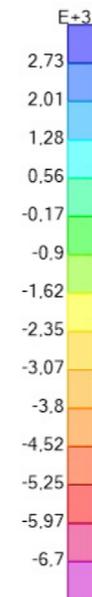
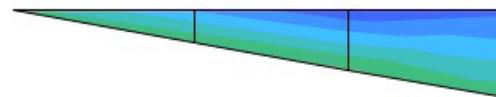


F₁₁ | Costillas (armadura horizontal Ø20 cada 20 cm)

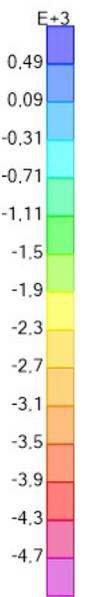


Esta cuantía de armadura horizontal es suficiente para la costilla exterior (derecha), pero no para la interior (izquierda), por ello en ésta se reduce a la mitad la distancia entre las barras:

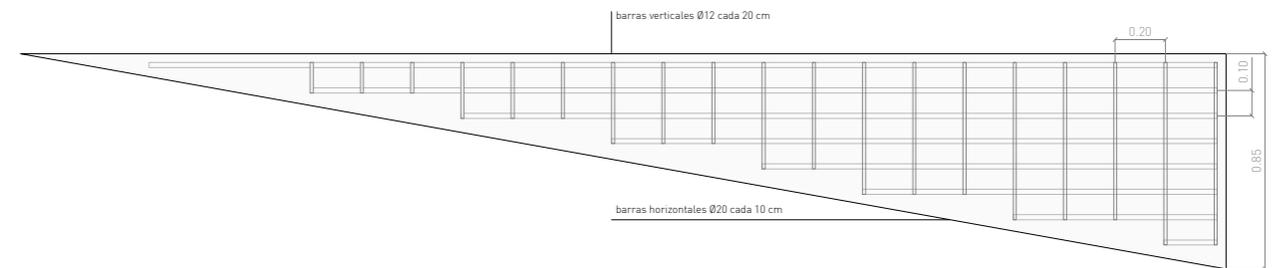
F₁₁ | Costillas (armadura horizontal Ø20 cada 10 cm)



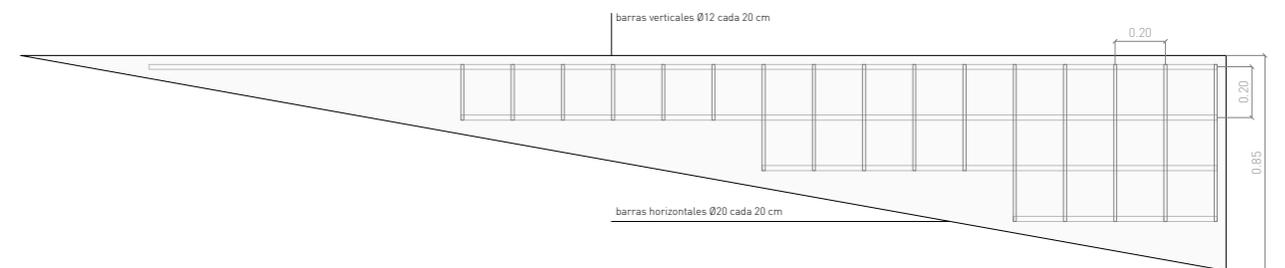
F₂₂ | Costillas (armadura vertical Ø12 cada 20 cm)



Armado Costilla interior

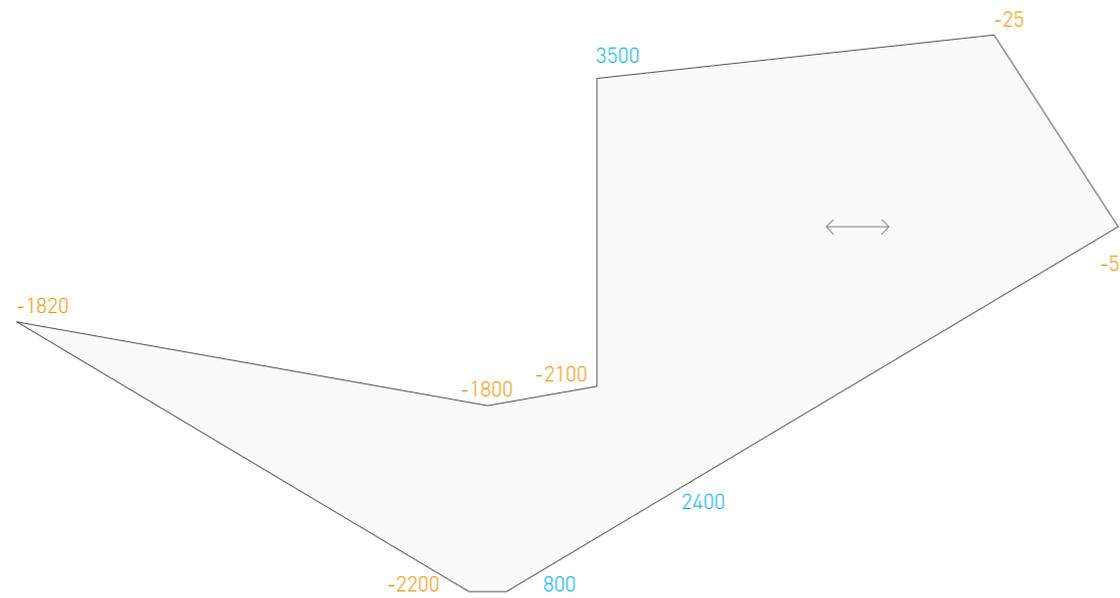


Armado Costilla exterior



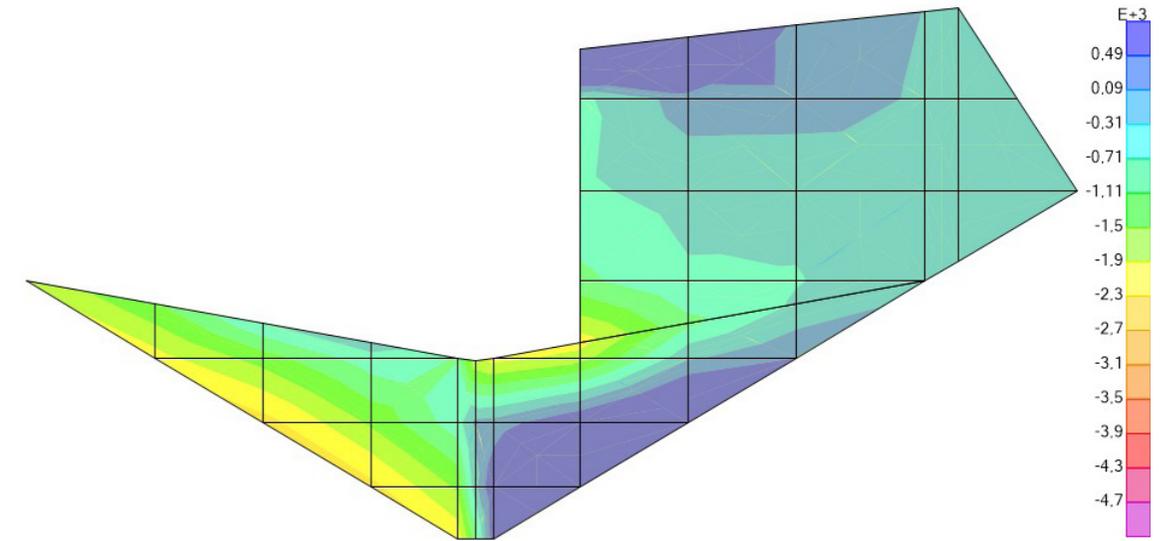
Dimensionado pilar

F_{11} | Pilar (esfuerzos de tracción y compresión)

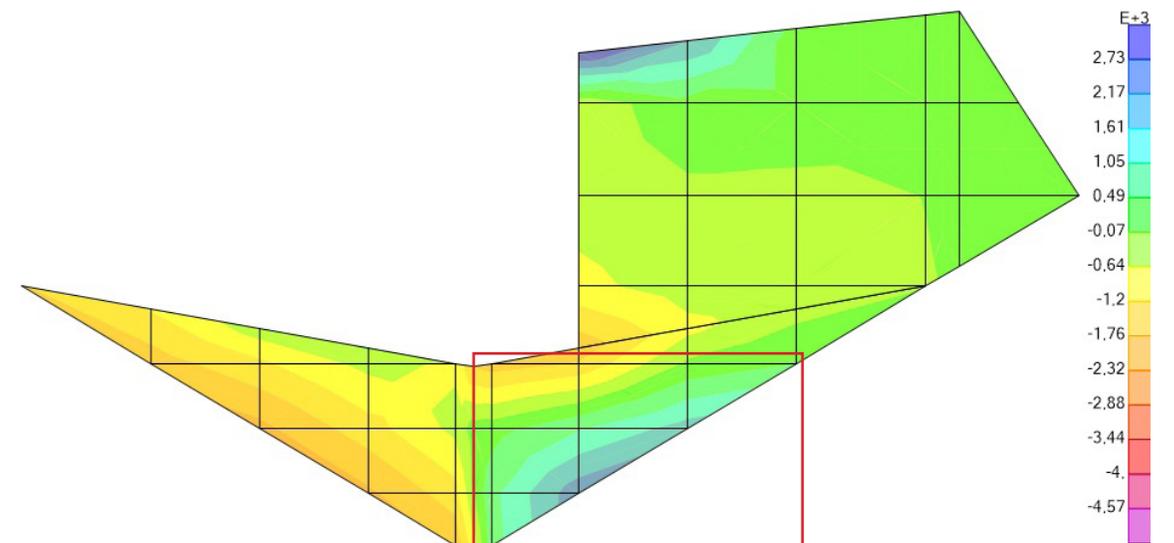


Situando armadura horizontal de $\varnothing 12$ cada 20 cm, se observan dos zonas de fuertes tracciones que se han debido de reforzar con más armadura. En la parte inferior derecha se ha aumentado el diámetro de la armadura y disminuido a la mitad la distancia entre barras. Para la parte superior, se han situado barras acompañando la dirección del cable estructural, que es el que produce estas fuertes tracciones.

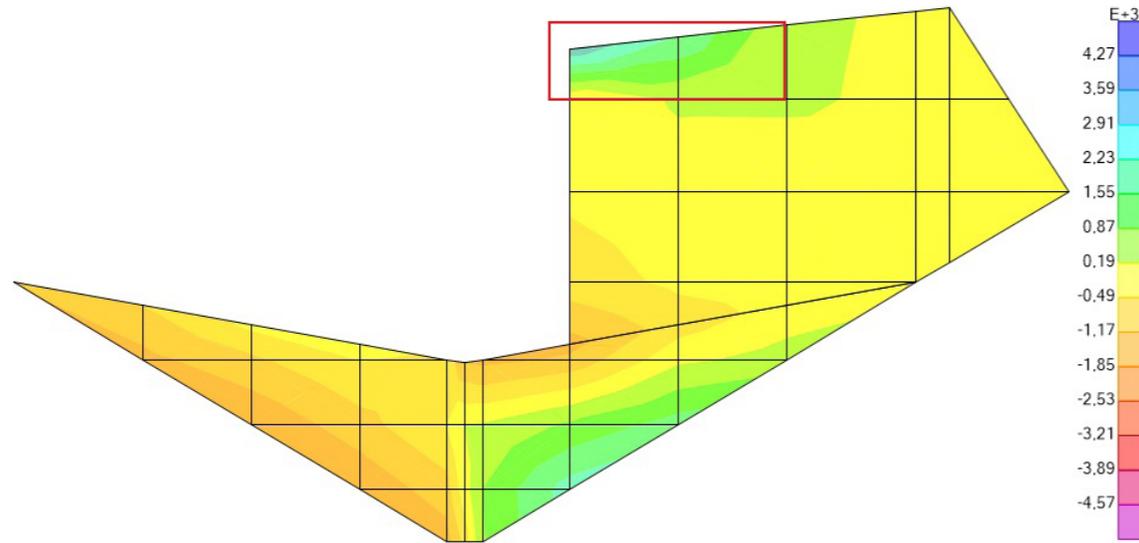
F_{11} | Pilar (armadura horizontal $\varnothing 12$ cada 20 cm)



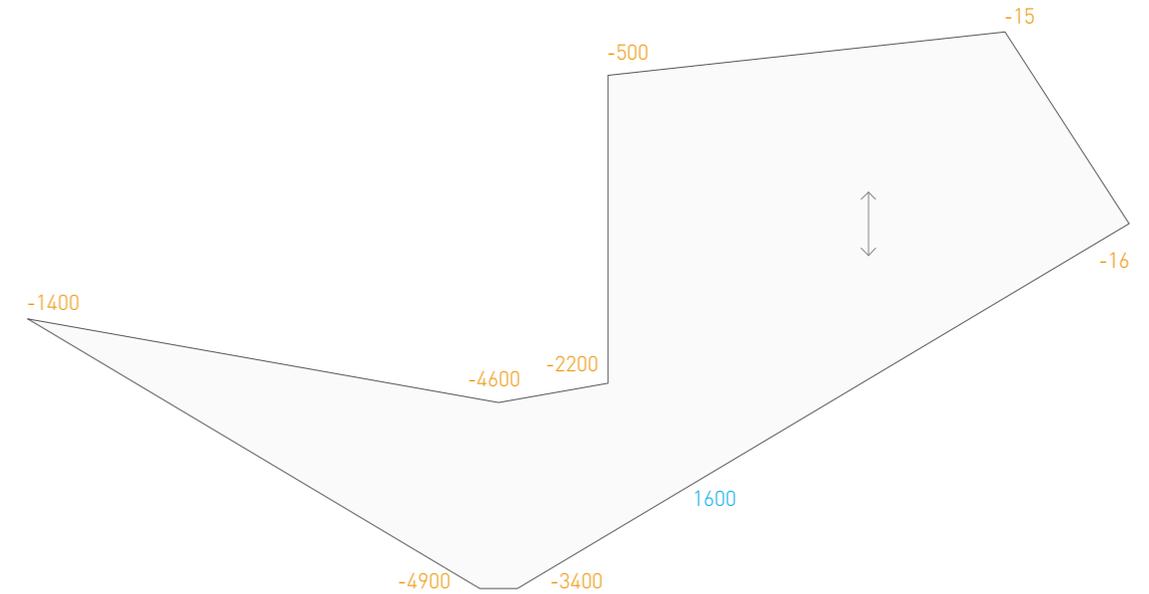
F_{11} | Pilar (armadura horizontal $\varnothing 20$ cada 10 cm)



F_{11} | Pilar (armadura horizontal Ø25 cada 10 cm)



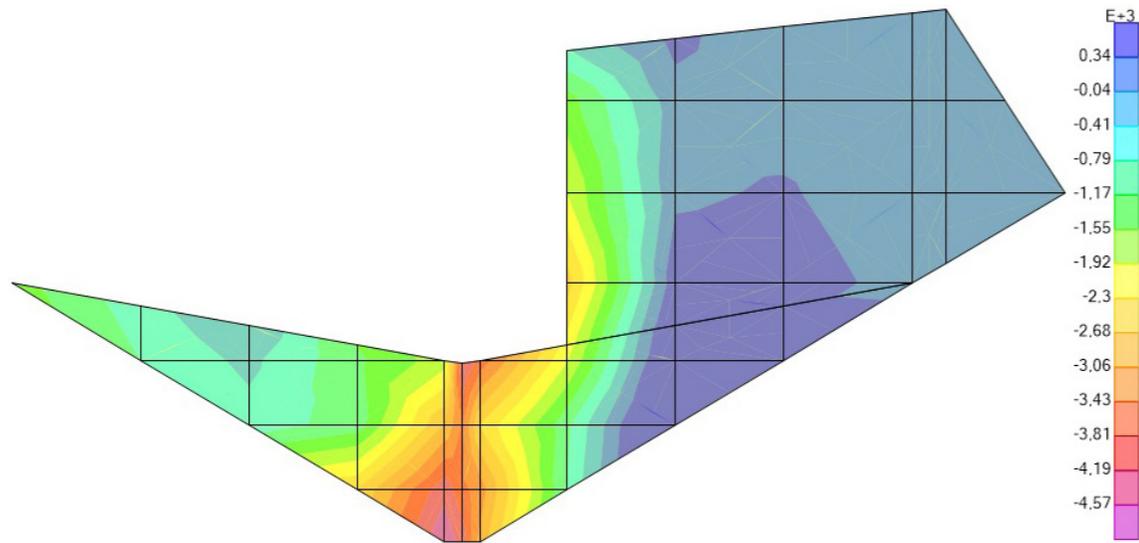
F_{22} | Pilar (esfuerzos de tracción y compresión)



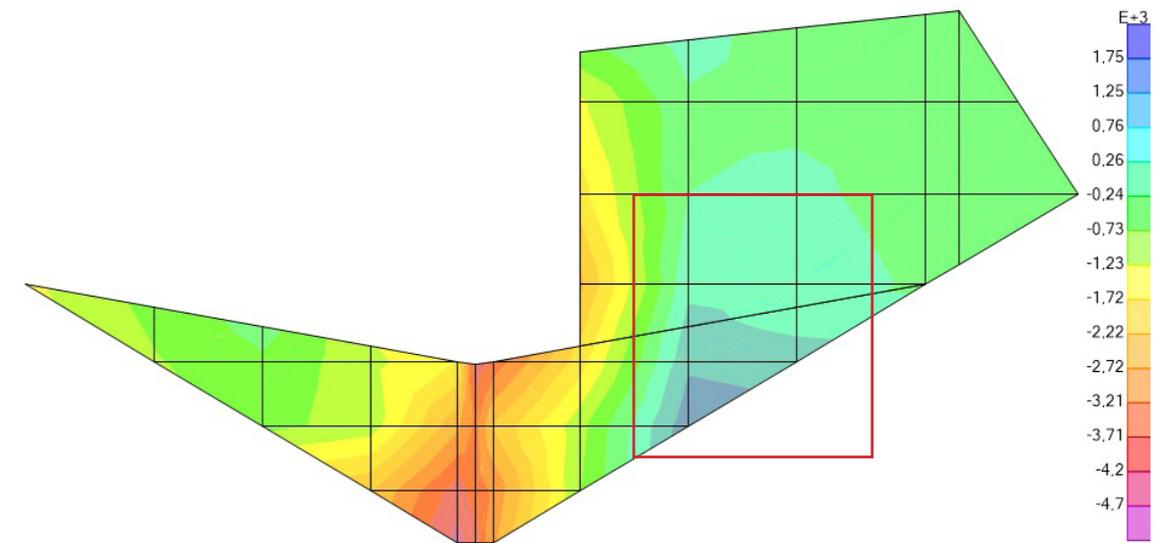
Para el armado vertical se han colocado barras de Ø12 cada 20 cm, para poder formar un mallazo uniforme con las utilizadas anteriormente como armado horizontal. Con esta armadura se observan, en primer lugar, zonas de fuertes compresiones. No obstante, este exceso de esfuerzo de compresión se daría en el caso de que el pilar fuese de un canto constante de 30 cm (ya que los valores máximos de tracción y compresión para el primer diagrama se han sacado con un espesor de 30 cm). Si se sitúan los valores de compresión máxima para el espesor real que habría en esa zona (mínimo 84 cm) se ve como esa zona ya cumple a compresión.

En segundo lugar, para el armado elegido de Ø12 cada 20 cm, se advierte en la parte inferior derecha una zona de fuertes tracciones que ha sido reforzada aumentando el diámetro de barra a 20 mm y disminuyendo la distancia entre barras a la mitad.

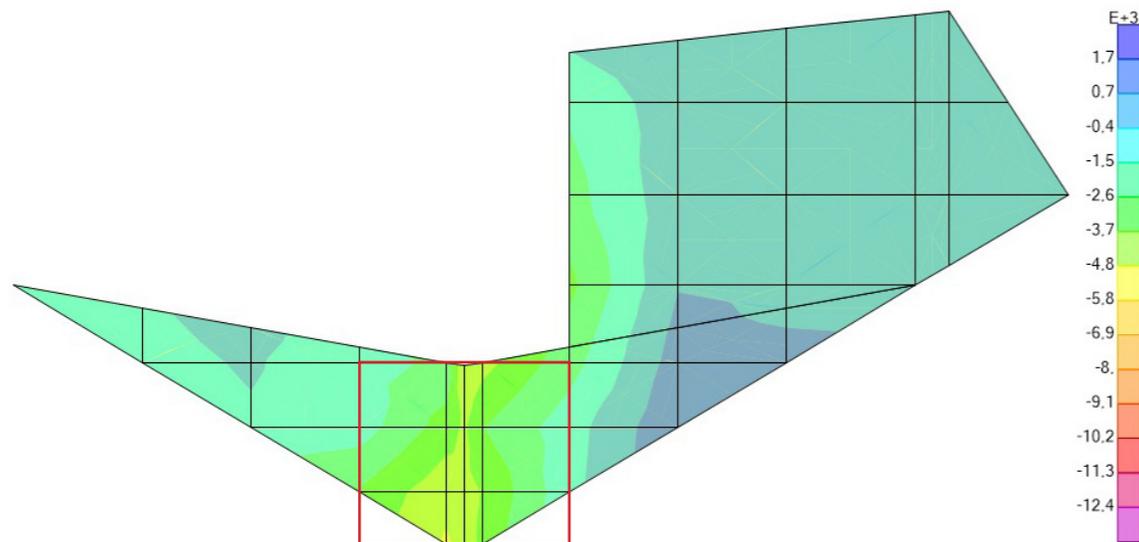
F_{22} | Pilar (armadura vertical $\varnothing 12$ cada 20 cm)



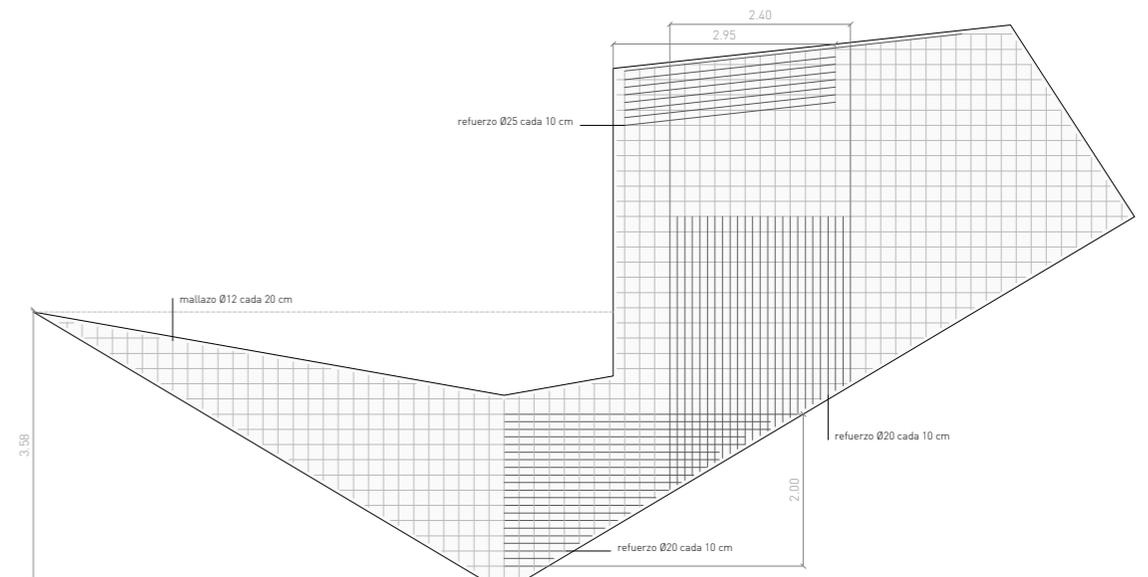
F_{22} | Pilar (armadura vertical $\varnothing 20$ cada 10 cm)



F_{22} | Pilar (cambio de espesor= 30 cm a espesor real en esa zona= 84 cm)

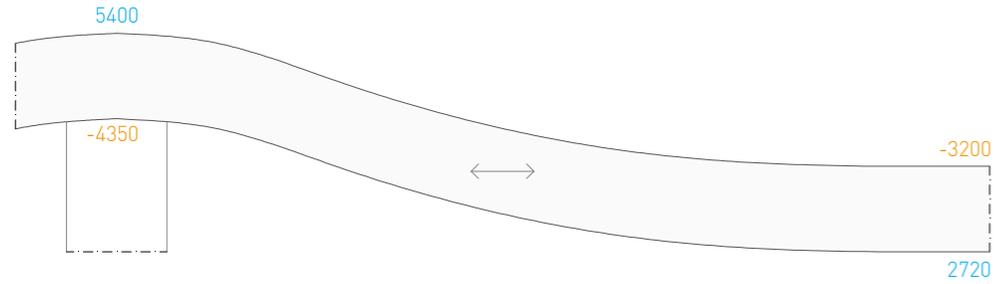


Armado Pilar

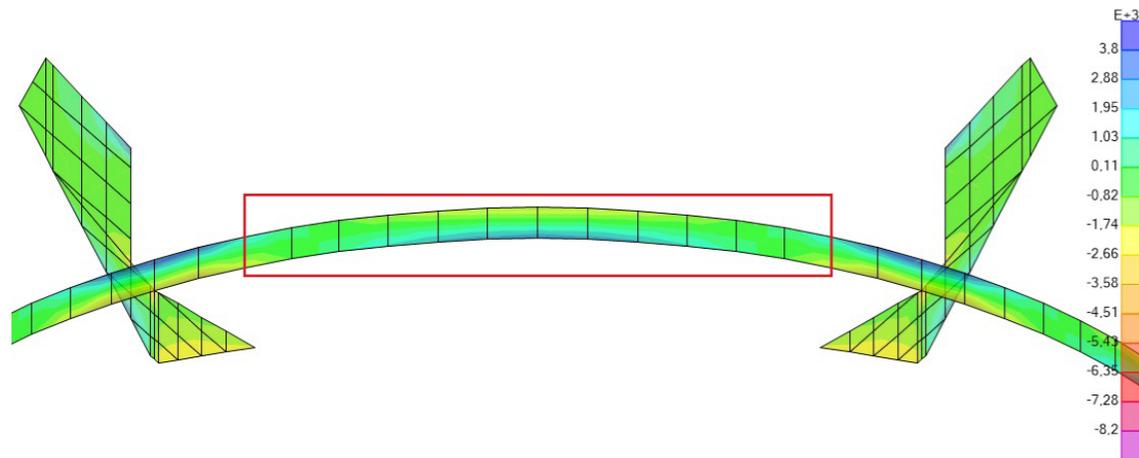


Dimensionado viga central

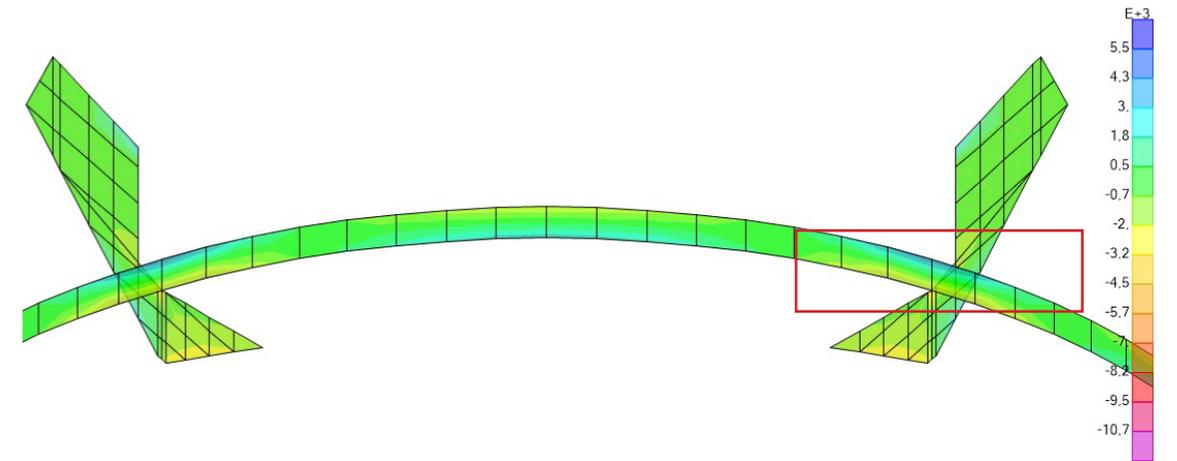
F_{11} | Viga central (esfuerzos de tracción y compresión)



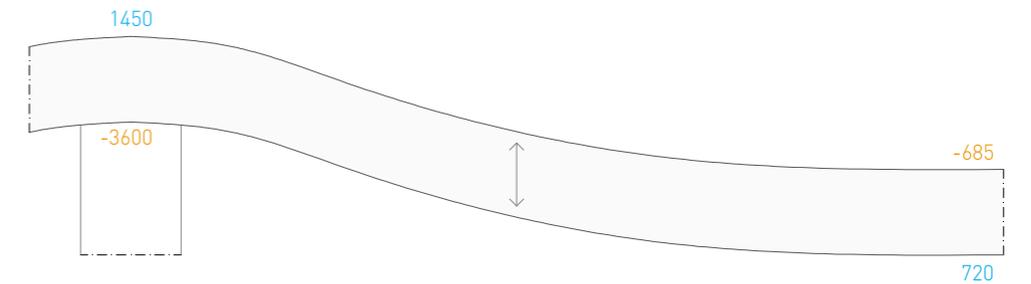
F_{11} | Viga central (armadura horizontal Ø20 cada 10 cm)



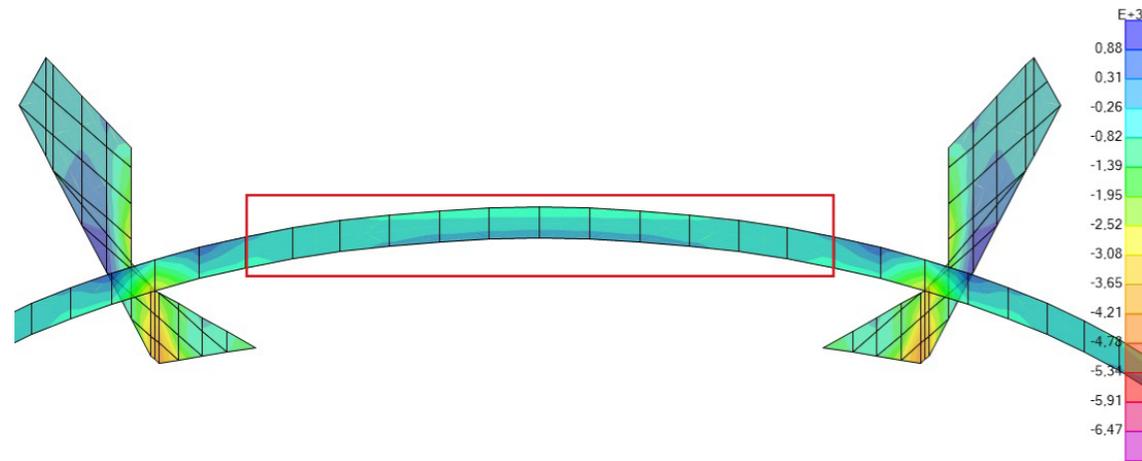
F_{11} | Viga central (armadura horizontal Ø20 cada 5 cm)



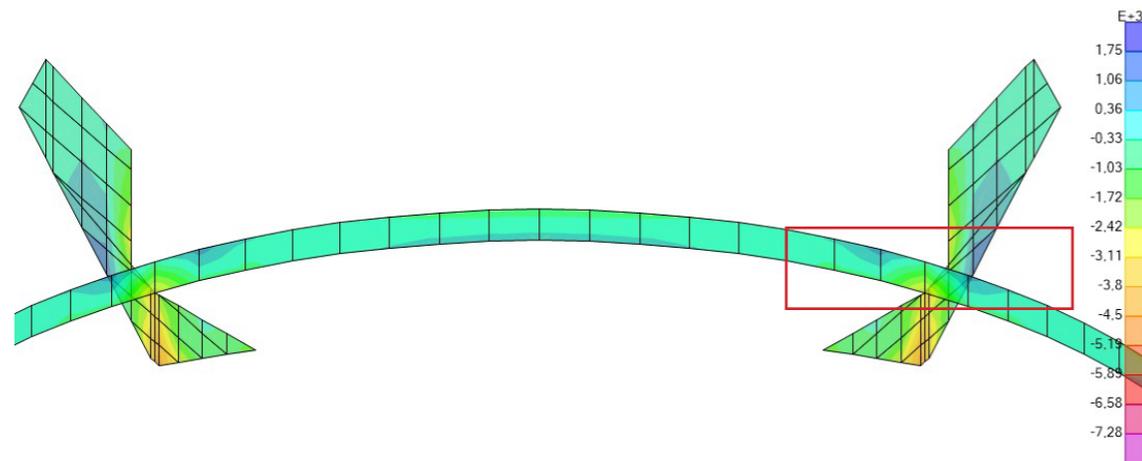
F_{22} | Viga central (esfuerzos de tracción y compresión)



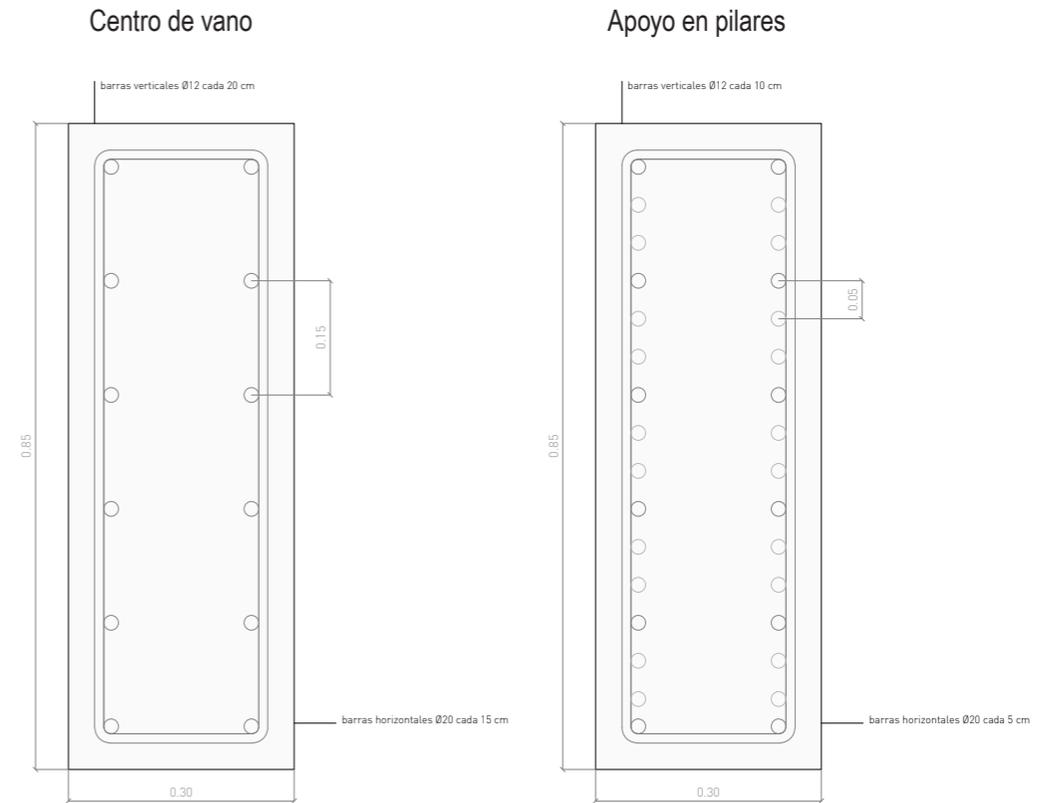
F₂₂ | Viga central (armadura vertical Ø16 cada 20 cm)



F₂₂ | Viga central (armadura vertical Ø16 cada 10 cm)



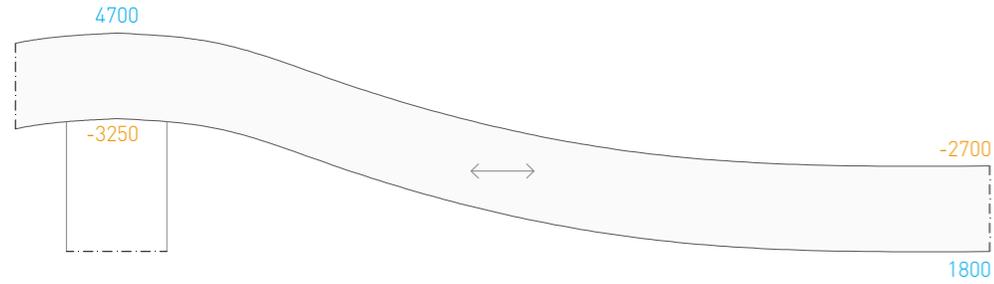
Armado Viga central



El dimensionar las vigas como si fuesen muros presenta un inconveniente y es que, en realidad, las tracciones que se ven en los diagramas de F11, si se integran a lo largo de la altura de la viga se traducen en un momento de flexión. Este momento flector se podría armar con un esquema de armadura más eficaz, es decir, poniendo más armadura en la capa superior e inferior (más eficaces en la flexión), y evitando barras en las caras laterales (menos eficaces en la flexión). No obstante, esto queda fuera del alcance del presente trabajo.

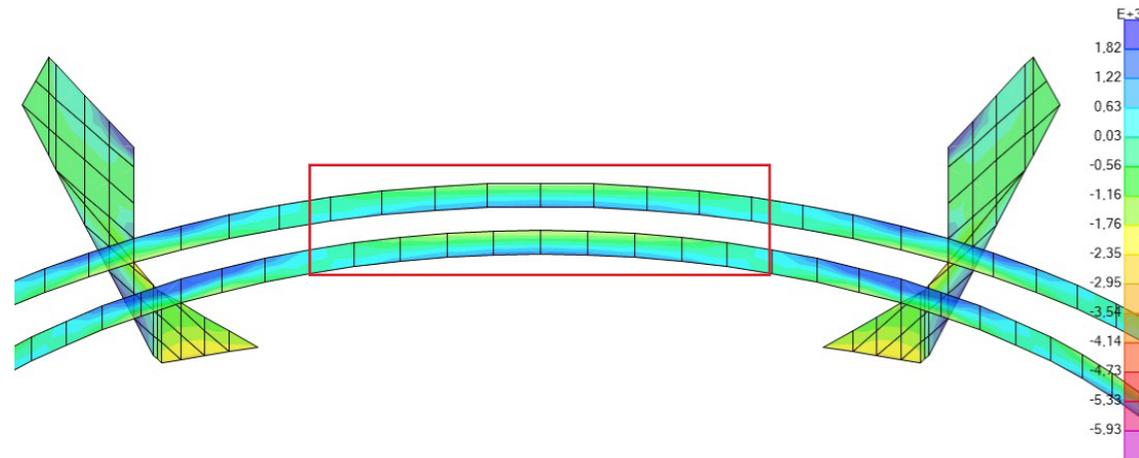
Dimensionado vigas laterales

F_{11} | Vigas laterales (esfuerzos de tracción y compresión)

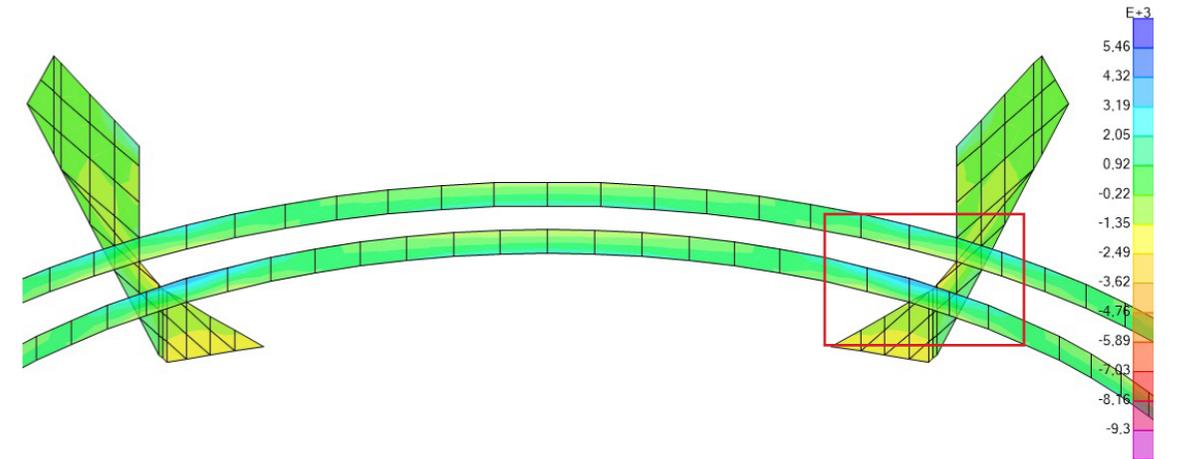


En el caso de las dos vigas laterales, por presentar esfuerzos de tracción y compresión muy similares, se han dimensionado de manera conjunta, tomando en cada caso el valor de esfuerzo más desfavorable.

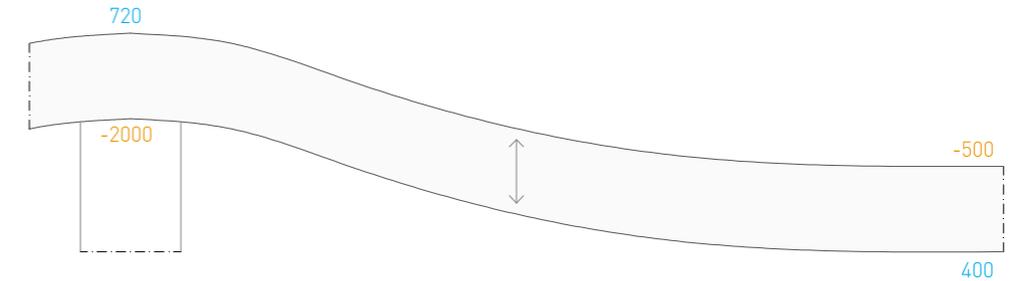
F_{11} | Vigas laterales (armadura horizontal $\varnothing 20$ cada 15 cm)



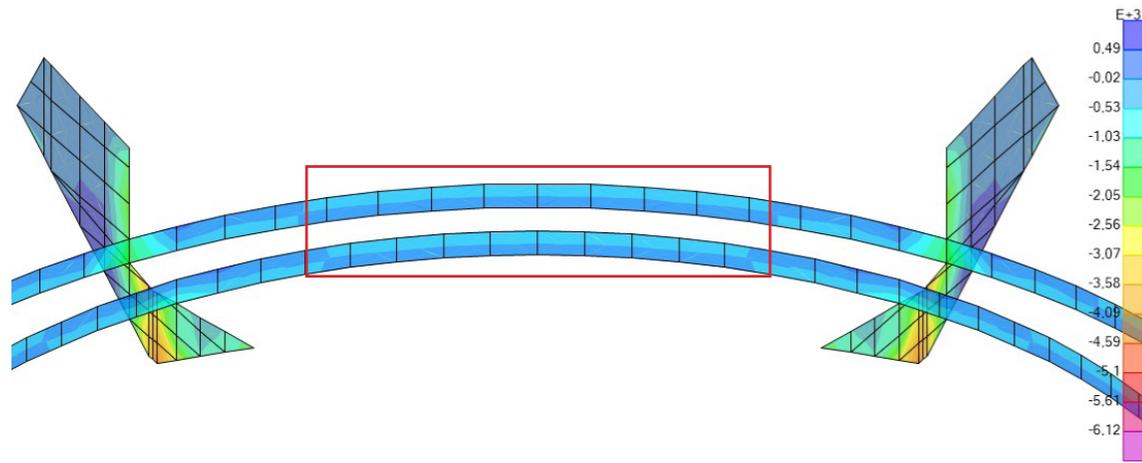
F_{11} | Vigas laterales (armadura horizontal $\varnothing 20$ cada 5 cm)



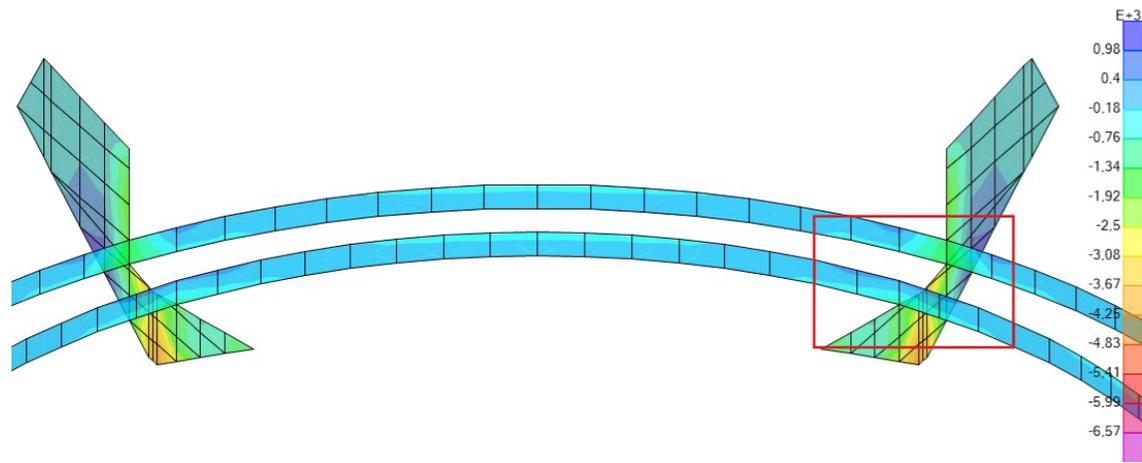
F_{22} | Vigas laterales (esfuerzos de tracción y compresión)



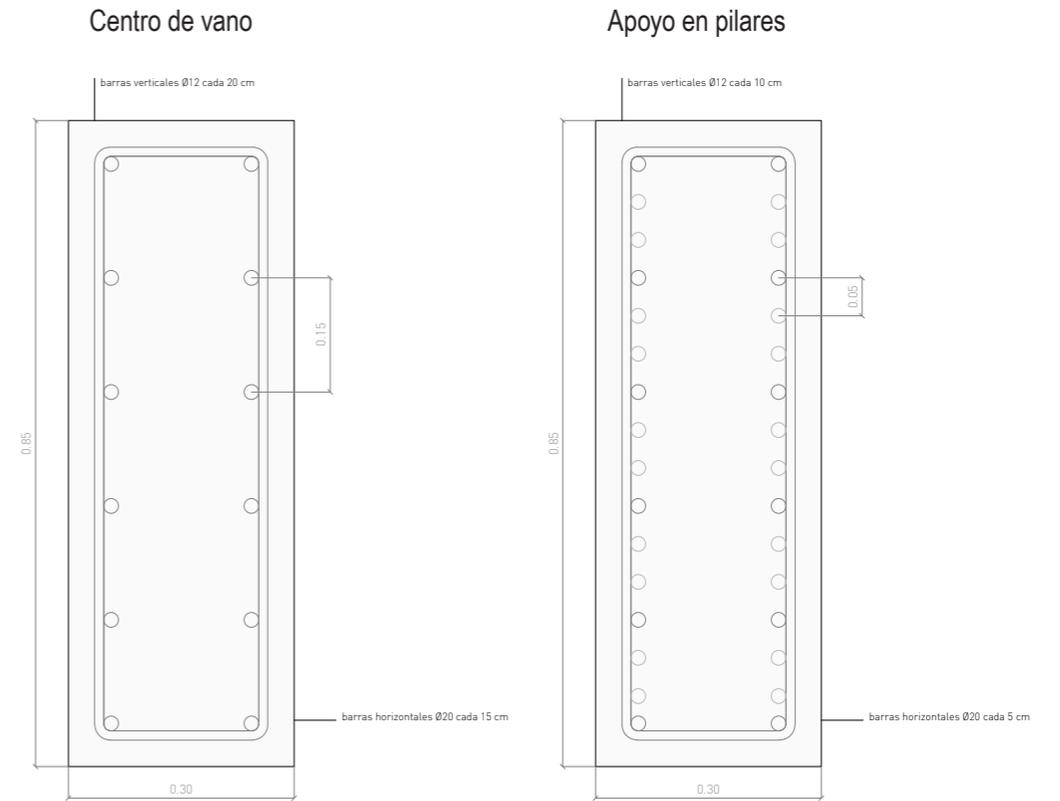
F₂₂ | Vigas laterales (armadura vertical Ø12 cada 20 cm)



F₂₂ | Vigas laterales (armadura vertical Ø12 cada 10 cm)



Armado Vigas laterales



El dimensionar las vigas como si fuesen muros presenta un inconveniente y es que, en realidad, las tracciones que se ven en los diagramas de F₁₁, si se integran a lo largo de la altura de la viga se traducen en un momento de flexión. Este momento flector se podría armar con un esquema de armadura más eficaz, es decir, poniendo más armadura en la capa superior e inferior (más eficaces en la flexión), y evitando barras en las caras laterales (menos eficaces en la flexión). No obstante, esto queda fuera del alcance del presente trabajo.

04. Resultados de resistencia

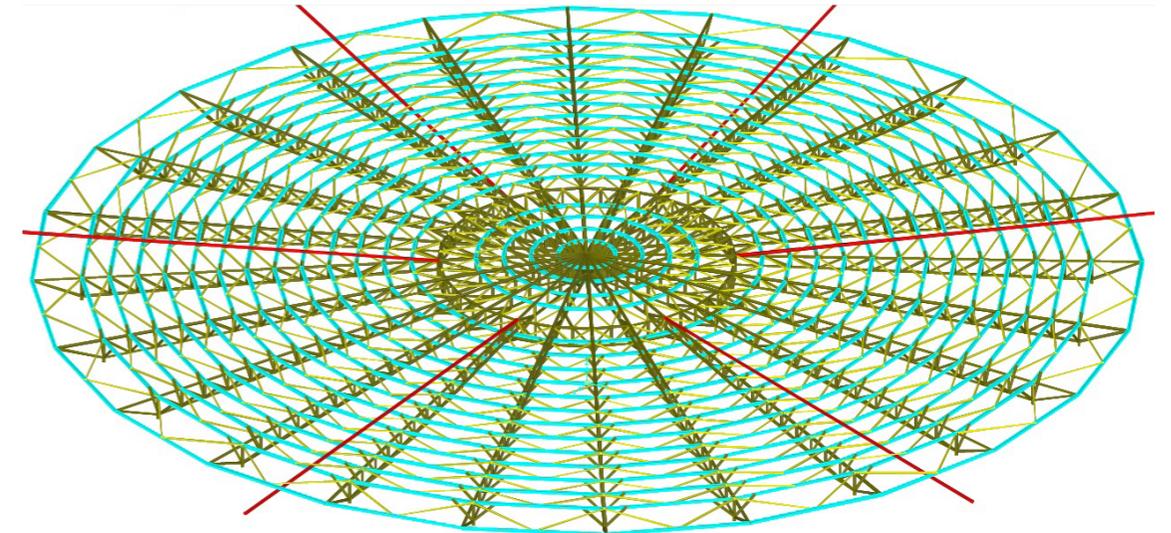
Dimensionado de elementos metálicos.

El programa SAP 2000 es capaz de realizar la comprobación a resistencia de las barras estructurales metálicas de manera automática. Para ello, analiza todas las combinaciones por separado de modo que la barra cumple si supera todos los estados de carga de manera aislada, no la envolvente de los mismos, que es lo que se haría en el caso de realizar un cálculo a mano.

El cálculo automático de estructuras metálicas, también llamado peritación, se hace a partir del menú Design-Steel Frame Design-Start Design/Check of Structure. El programa muestra una escala de colores con el grado de saturación de las barras. Es decir, en qué porcentaje en tanto por uno están trabajando a resistencia. Por tanto, si están por encima de 1 (rojo) es porque no están cumpliendo a resistencia. Esto no significa que se rompan, significa que no cumplen con los coeficientes establecidos en la norma y, por tanto, definidos en el programa.

El programa es también capaz de mostrar el factor de saturación de manera desglosada. Es decir, ofrece el valor de la saturación debida al axil, a la flexión principal, a la flexión secundaria y al cortante, la suma de todos estos valores es la que debe de ser inferior a la unidad.

El predimensionado a partir de la planimetría e imágenes existentes, como se ha visto anteriormente, es el siguiente:



Cumplimiento a resistencia de la correa | CUMPLE

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 750 Analysis Section: #50.100.5
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: #50.100.5

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ELUuvp	2,51	0,291 (T) = 0,040 + 0,291 + 0,026	0,017	0,002
ELUuvp	2,93	0,213 (T) = 0,040 + 0,213 + 0,017	0,019	0,002
ELUuvp	3,35	0,168 (T) = 0,000 + 0,154 + 0,014	0,022	0,002
ELUuvp	3,77	0,154 (T) = 0,000 + 0,154 + 0,000	0,026	0,002
ELUuvp	4,19	0,238 (T) = 0,000 + 0,233 + 0,005	0,032	0,002
ELUuvp	4,61	0,258 (T) = 0,040 + 0,258 + 0,019	0,039	0,002
ELUuvp	5,03	0,444 (T) = 0,040 + 0,444 + 0,028	0,045	0,002

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Summary, Flexure, Envelope), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Stylesheet: Default, Table Format File

Cumplimiento a flecha de la correa | NO CUMPLE

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

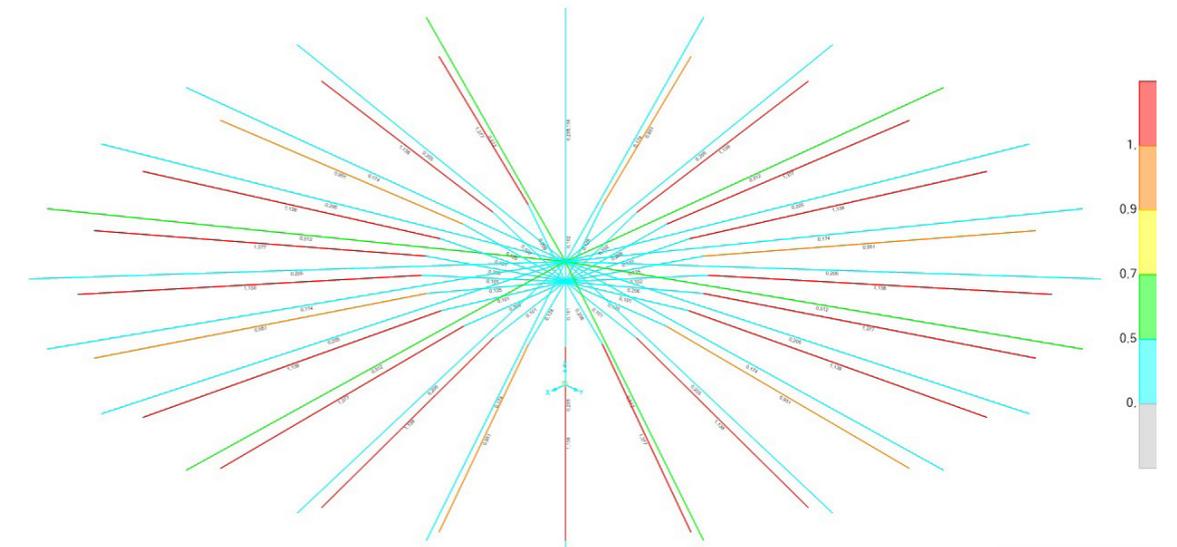
Frame ID: 750 Analysis Section: #50.100.5
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: #50.100.5

COMBO ID	STATION LOC	DEFLECTION RATIO
ELSu	0,42	0,319
ELSu	0,84	0,615
ELSu	1,26	0,870
ELSu	1,68	1,067
ELSu	2,09	1,194
ELSu	2,51	1,238
ELSu	2,51	1,238

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details, Envelope), Display Complete Details (Tabular Data), Strength, Deflection (selected), OK, Cancel, Stylesheet: Default, Table Format File

Cordones de las cerchas

De los cordones de la cercha radial se observa que no cumplen únicamente los cordones inferiores de mayor longitud.



No obstante, como los tres han sido modelizados como una única línea, el programa SAP 2000 por defecto establece como longitud de pandeo la total de la barra dibujada en la geometría, sin tener en cuenta arriostramientos transversales. De este modo, se ha impuesto para los tres casos que reduzca el pandeo un coeficiente determinado en función de las subdivisiones que tiene cada cordón. Se han impuesto los siguientes valores:

- Cordón superior= $1/18 = 0,056$
- Cordón inferior corto= $1/5 = 0,2$
- Cordón inferior largo= $1/13 = 0,07$

Para ello, se ha utilizado el cuadro de diálogo mostrado en la siguiente página. Como se observa, ajustando el pandeo, siguen sin cumplir los cordones inferiores, por lo que se ha subido de un perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor a otro de 100 mm de diámetro y 5 mm de espesor en el caso de cordones inferiores.

Assign Analyze Display Design Options Tools Help

Steel Frame Design Overwrites for Eurocode 3-2005

Item	Value
9 Consider Deflection?	Yes
10 Deflection Check Type	Program Determined
11 DL Limit, L /	Program Determined
12 Super DL+LL Limit, L /	Program Determined
13 Live Load Limit, L /	Program Determined
14 Total Limit, L /	Program Determined
15 Total-Camber Limit, L /	Program Determined
16 DL Limit, abs	Program Determined
17 Super DL+LL Limit, abs	Program Determined
18 Live Load Limit, abs	Program Determined
19 Total Limit, abs	Program Determined
20 Total-Camber Limit, abs	Program Determined
21 Specified Camber	Program Determined
22 Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
23 Live Load Reduction Factor	Program Determined
24 Unbraced Length Ratio (Major)	Program Determined
25 Unbraced Length Ratio (Minor)	Program Determined
26 Unbraced Length Ratio (LTB)	0,077
27 Effective Length Factor Braced (K1 M...	0,077
28 Effective Length Factor Braced (K1 M...	0,077
29 Effective Length Factor Sway (K2 Ma...	Program Determined
30 Effective Length Factor Sway (K2 Mi...	Program Determined
31 Effective Length Factor (K LTB)	Program Determined

Item Description

Effective length factor for buckling about the frame object minor axis with an assumption that the frame is braced at the joints against sidesway. This item is specified as a fraction of the frame object length. Multiplying the frame object length with this factor gives the effective length for the object. Specifying 0 means the value is program determined. For beam design, this factor is always taken as 1 regardless of what may be specified in the overwrites. This factor is used for k factor calculation.

For symmetrical sections minor bending is bending about the local 2-axis. For unsymmetrical sections (e.g., angles) minor bending is the bending about the section principal axis with the smaller moment of inertia.

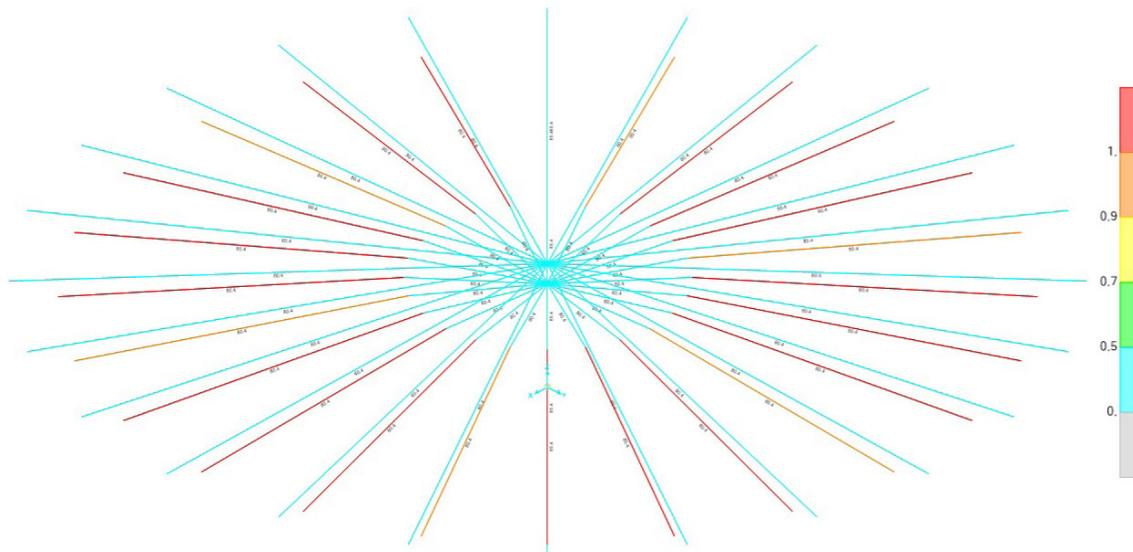
Explanation of Color Coding for Values

- Blue: All selected items are program determined
- Black: Some selected items are user defined
- Red: Value that has changed during the current session

Set To Prog Determined (Default) Values Reset To Previous Values

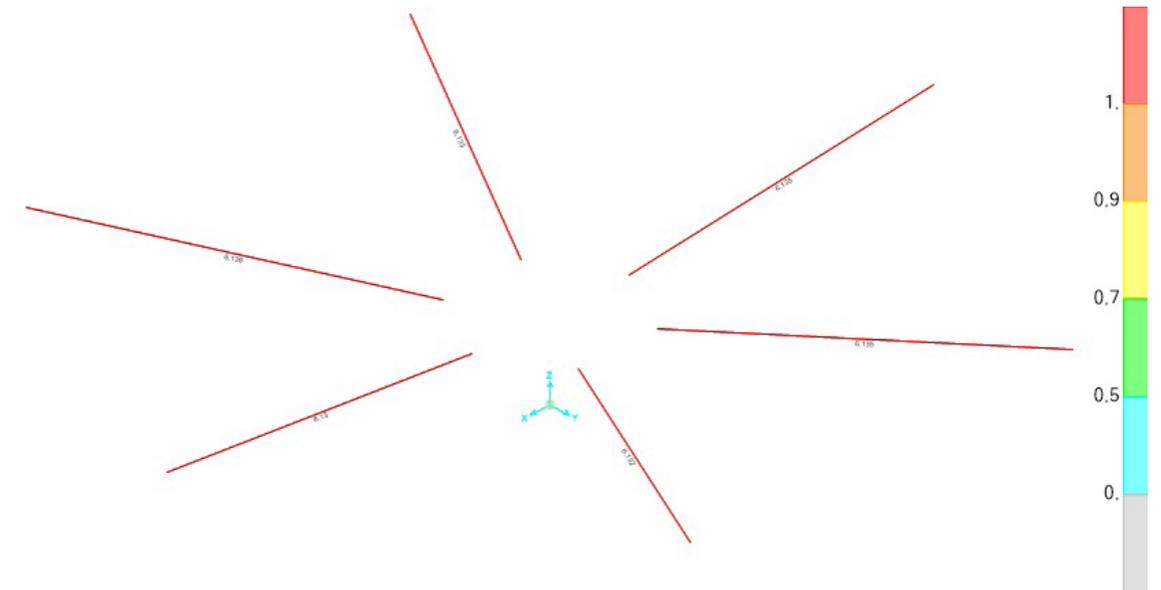
All Items Selected Items All Items Selected Items

OK Cancel



Cables

En el caso de los cables estructurales se observa un factor de saturación de la barra importante, es decir, de 6 veces más el permitido en la normativa. Esto es:



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 2908 Analysis Section: Cable2x100
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: Cable2x100

COMBO ID	STATION	LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK = AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
NO	20,14	0,000 (C)	= 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
NO	0,00	0,000 (C)	= 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
NO	10,07	0,000 (C)	= 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
NO	20,14	0,000 (C)	= 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
ELUv _{su}	0,00	6,133 (C)	= 6,133 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
ELUv _{su}	10,07	6,133 (C)	= 6,133 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
ELUv _{su}	20,14	6,133 (C)	= 6,133 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	

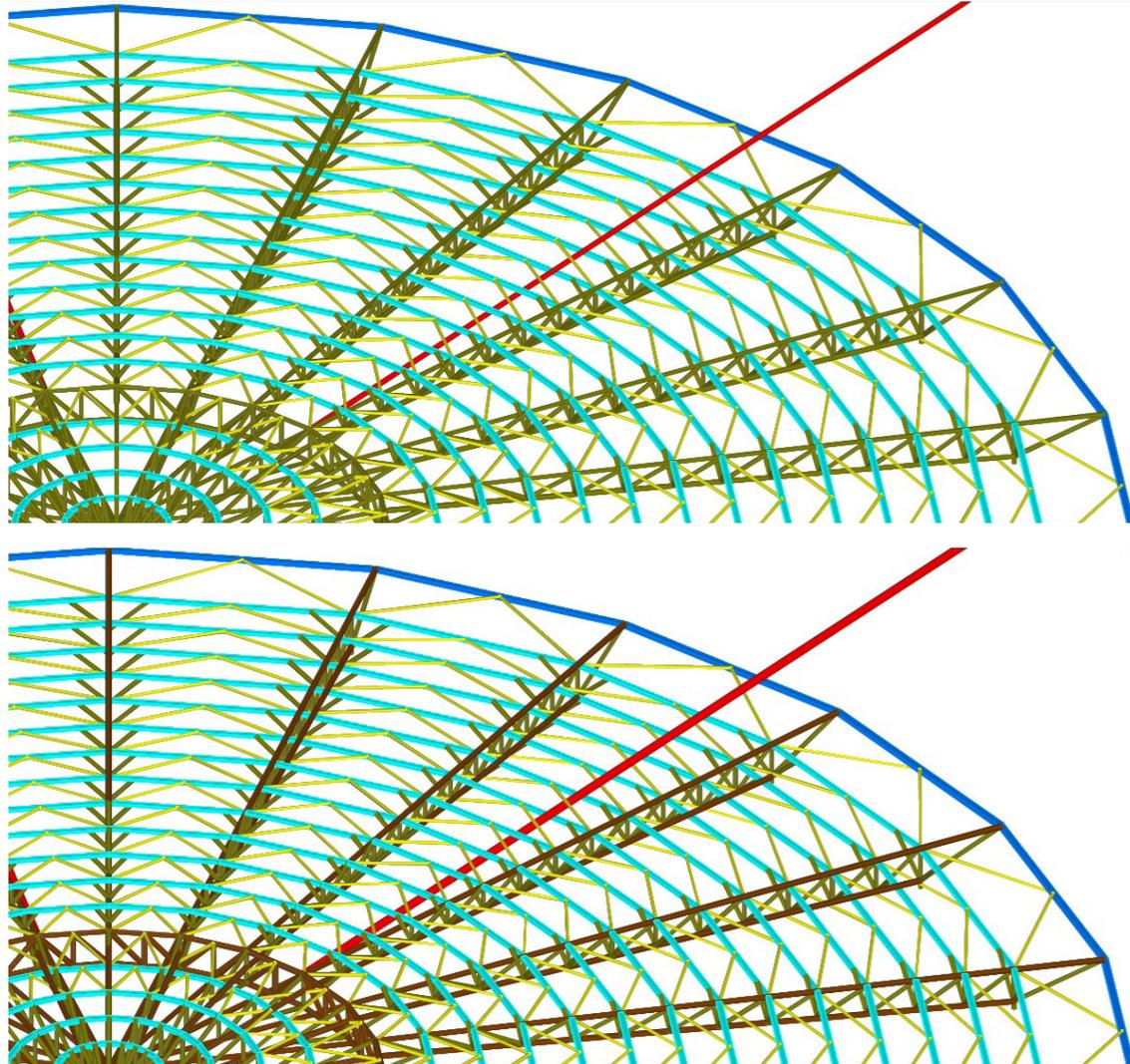
Modify/Show Overwrites Display Details for Selected Item Display Complete Details

Overwrites Summary Flexure Envelope Tabular Data

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

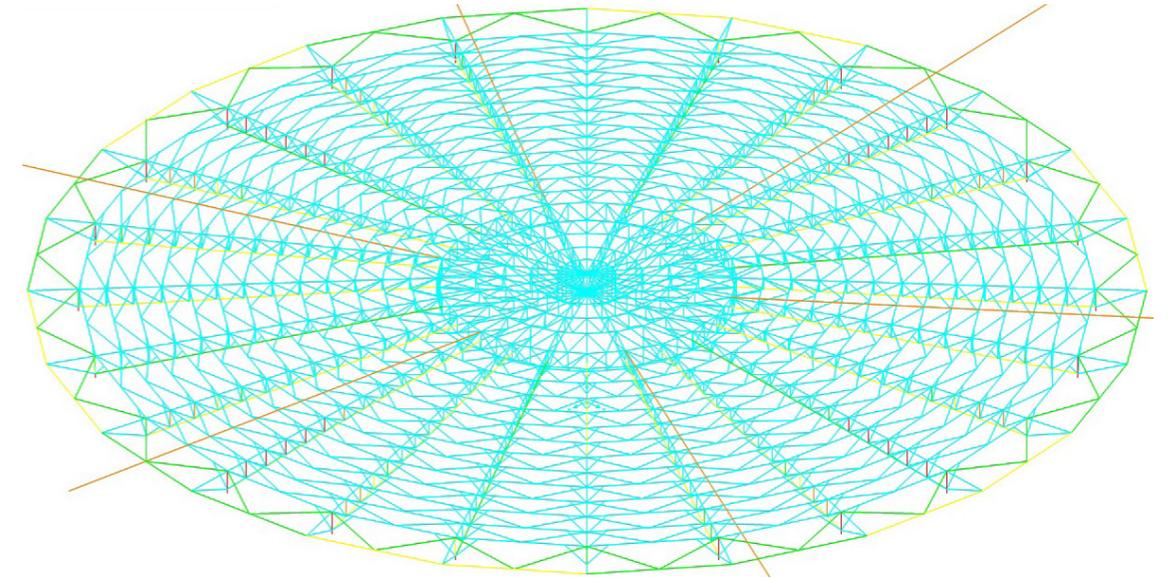
Para poder subsanar este factor tan elevado de saturación del cable, era necesaria una sección excesivamente importante que no correspondía con las imágenes del edificio. De este modo, se ha aprovechado que se ha aumentado el área e inercia de los cordones inferiores largos para, asignar la misma al resto de cordones de la cercha y también al tambor circular central. Teniendo así una sección uniforme tubular circular de 100 mm de diámetro y 5 mm de espesor. De manera que estas barras absorben mayor esfuerzo y se reduce la tracción resistida por los cables y, por tanto, su sección.



Aun así, ha sido necesario aumentar la sección de los cables de 2 x 100 mm que se tenía a 2 x 150 mm.

En las dos imágenes anteriores se observa la comparativa en la asignación de secciones en cordones, tambor circular y cables. Se advierte también el cambio de sección para el caso de las correas perimetrales exteriores.

Con estas modificaciones efectuadas, en una segunda peritación, se obtiene lo siguiente:

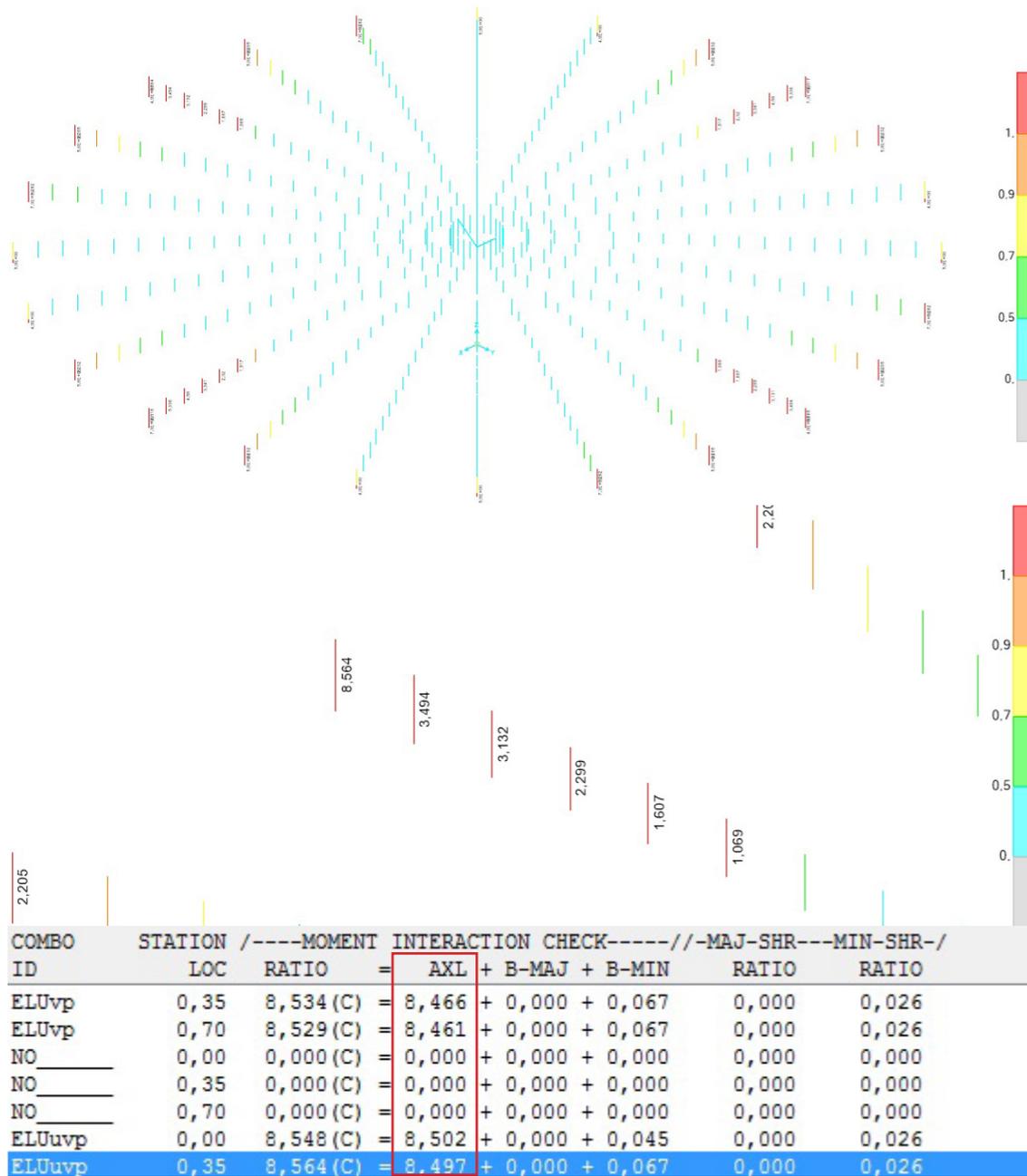


Esto es, los cables cumplen con un factor de saturación de 0,951, es decir, el 95% de su sección está saturada. Mientras que el resto de barras (excepto 60 montantes que se explican a continuación), tienen un factor inferior, por tanto, cumplen.

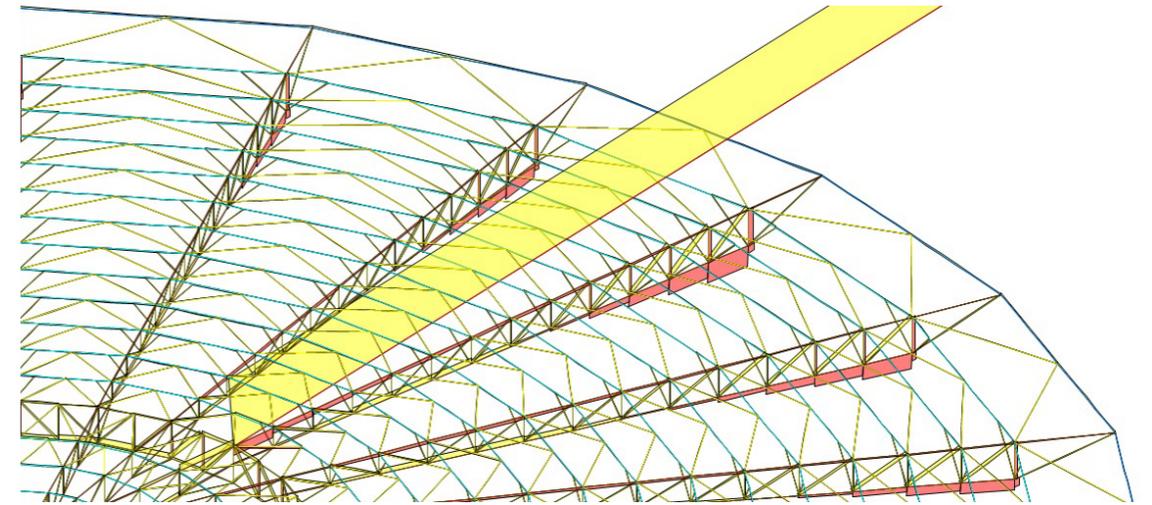
Montantes

Como se advierte en las imágenes mostradas en la siguiente página, existen una serie de montantes de las cerchas radiales que aparentemente no están cumpliendo a resistencia.

Además, los factores de saturación que presentan son bastante elevados y, en el cuadro de diálogo, se observa que es debido al axil.

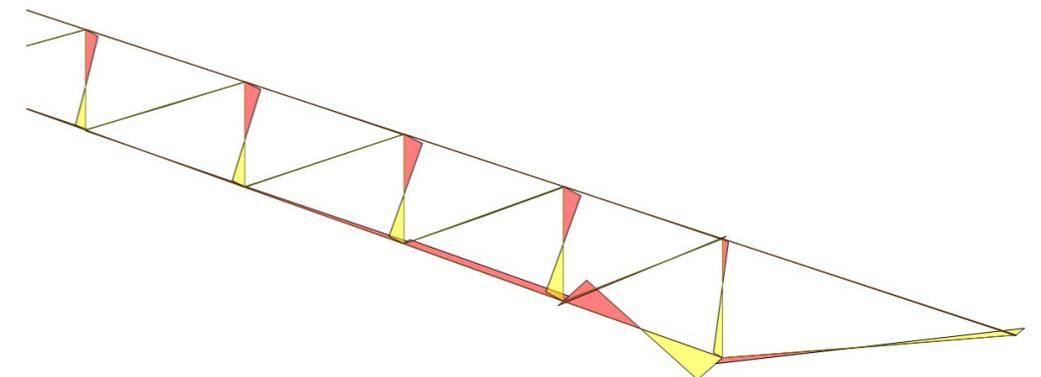


No obstante, del diagrama de axiles se puede obtener que estos resultados son erróneos y no tienen sentido, ya que el valor del axil en los montantes es significativamente inferior que en los cordones de la cercha. Alrededor de 50 kN frente a los casi 200 kN presentes en los cordones. Mientras que estos últimos están cumpliendo de manera holgada y con un perfil muy similar. Se ha probado que ni siquiera triplicando la sección de los montantes estos cumplirían a "axil". De modo que, no es posible.

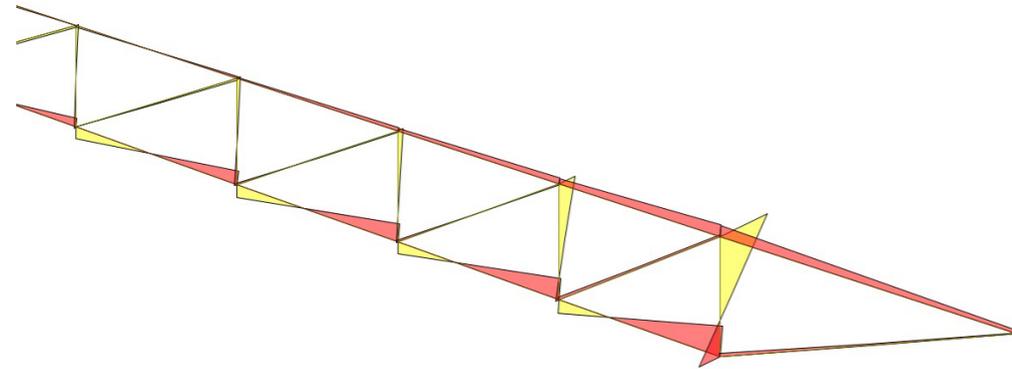


Esto es un problema o error propio del EC3, que el SAP 2000 implementa sin poner en duda. Se trata de que, especialmente en barras tubulares, los momentos en los extremos consumen gran parte de la capacidad portante de la barra incluso para axil. Como se advierte en las imágenes, estos montantes tienen momentos significativos en los extremos, con respecto al resto de barras.

M₂₂ | Momentos en extremo de barra



M₃₃ | Momentos en extremo de barra



Por tanto, se han articulado los montantes que no cumplían, ya que al no tener momentos en los extremos el programa sí que calcula bien la saturación por axil. Para ello, se han seleccionado los montantes y se ha utilizado el menú *Assign-Frame-Releases/Partial Fixity* imponiendo un valor de 0 en los momentos en las dos direcciones y tanto para el inicio como para el final de la barra.

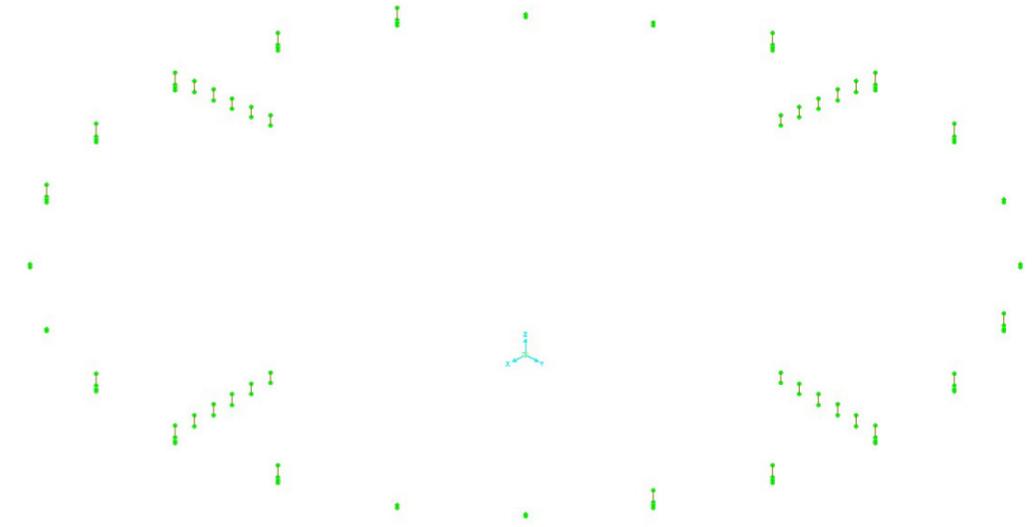
Assign Frame Releases and Partial Fixity

Frame Releases	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 22 (Minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad

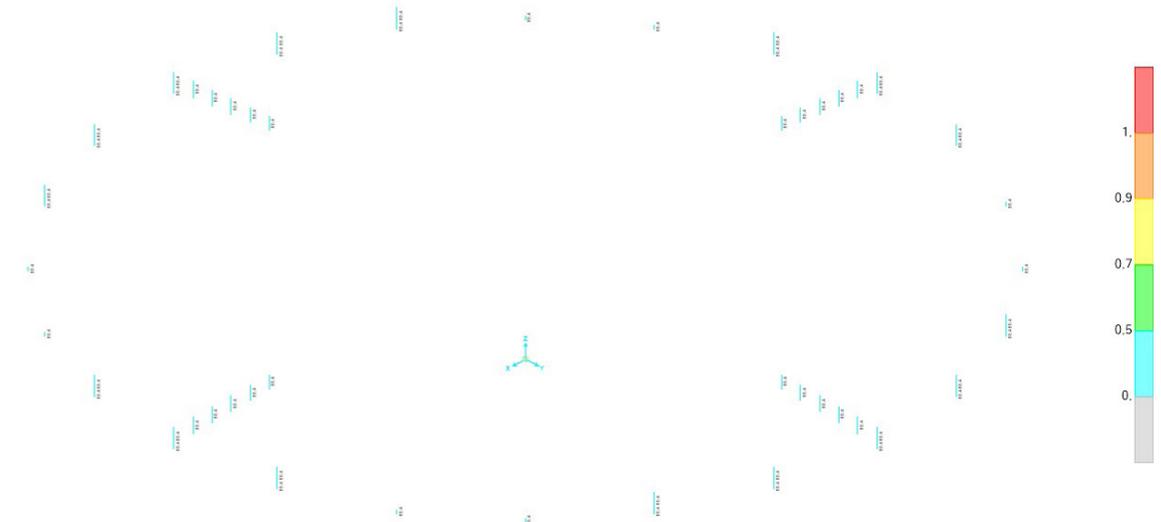
Clear All Releases in Form

OK Close Apply

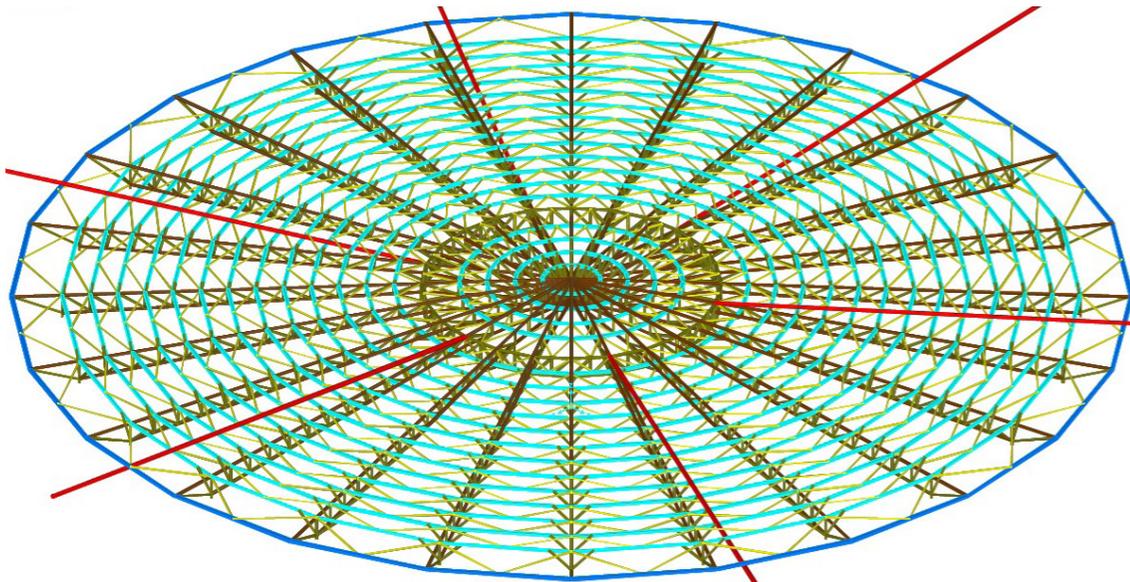
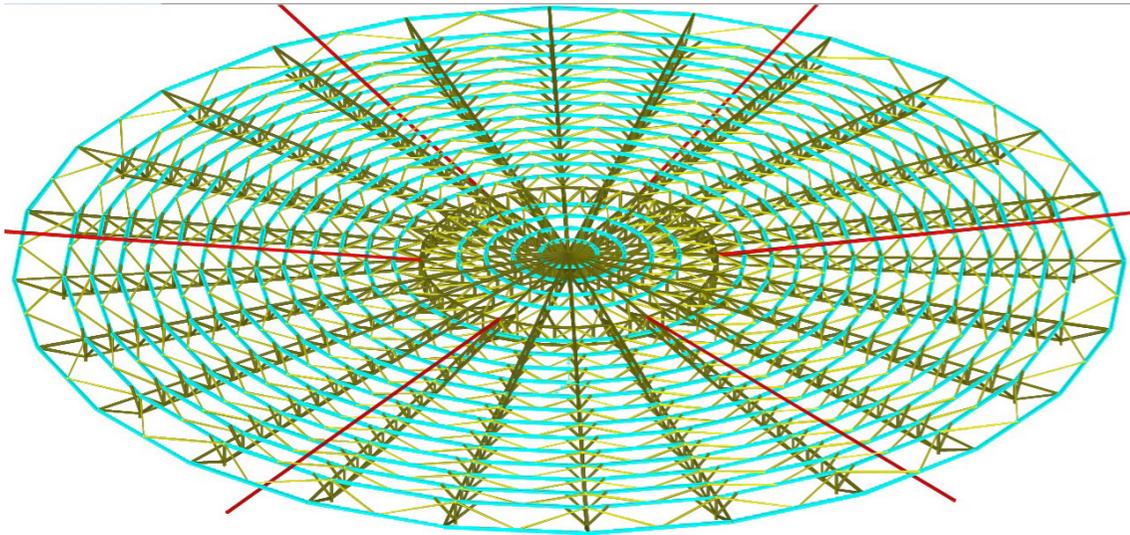
Articulación en montantes



Como se observa en la siguiente imagen, con una nueva peritación obtenemos que estas barras evidentemente sí que cumplen a esfuerzo axil. Esto significa que, en el peor de los casos, si se plastificasen los extremos por causa del momento, los montantes todavía cumplirían como barra a axil. Por tanto, no es necesario redimensionar el resto de elementos con estas nuevas condiciones de enlace.



Por tanto, el dimensionado final de elementos metálicos en comparación con el predimensionado queda de la siguiente manera:



Predimensionado | **Dimensionado estructura metálica**

CABLE: Sección circular maciza 2 de 100 mm de diámetro | Acero S275

Sección circular maciza 2 de 150 mm de diámetro | Acero S275

CERCHA: Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275

Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275

CORDONES Y TAMBOR: Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275

Perfil tubular circular de 100 mm de diámetro y 5 mm de espesor | Acero S275

APOYOS CERCHA: Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275

Perfil tubular circular de 80 mm de diámetro y 4 mm de espesor | Acero S275

CORREAS: Perfil tubular rectangular de 100x50 mm y 5 mm de espesor | Acero S275

Perfil tubular rectangular de 100x50 mm y 5 mm de espesor | Acero S275

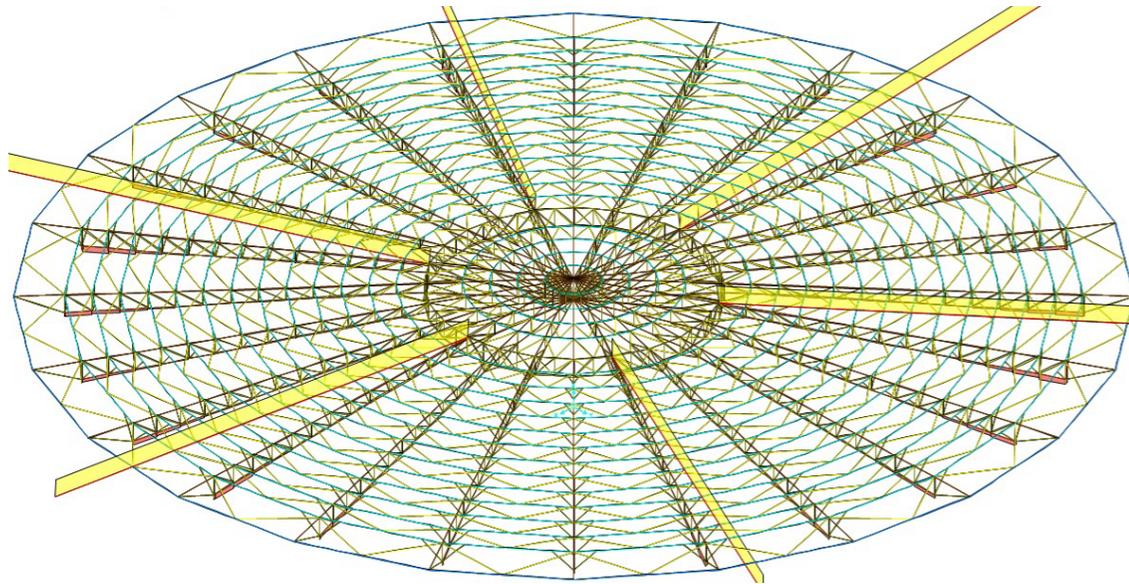
CORREAS EXTERIORES: Perfil tubular rectangular de 100x50 mm y 5 mm de espesor | Acero S275

Perfil tubular rectangular de 120x60 mm y 6 mm de espesor | Acero S275

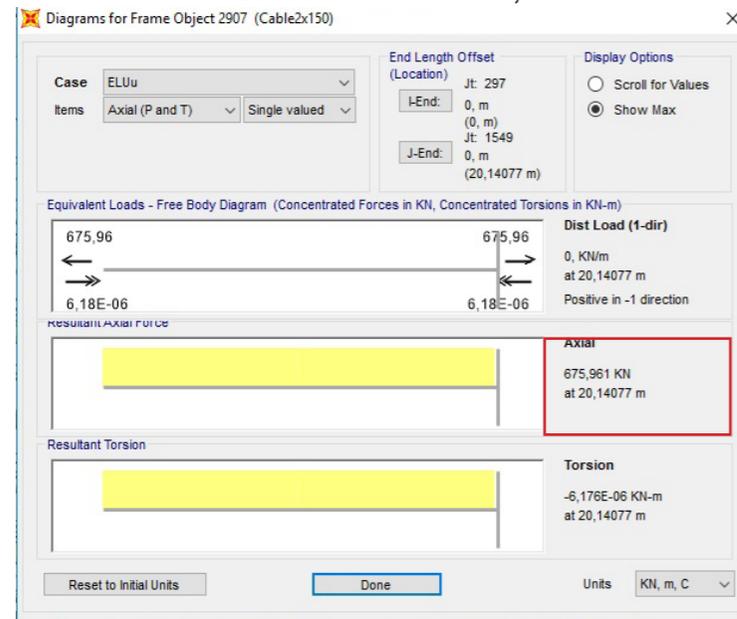
OTRAS BARRAS: Perfil tubular circular de 50 mm de diámetro y 3 mm de espesor | Acero S275

Perfil tubular circular de 50 mm de diámetro y 3 mm de espesor | Acero S275

Con este dimensionado final de la estructura metálica se obtienen los siguientes axiles:



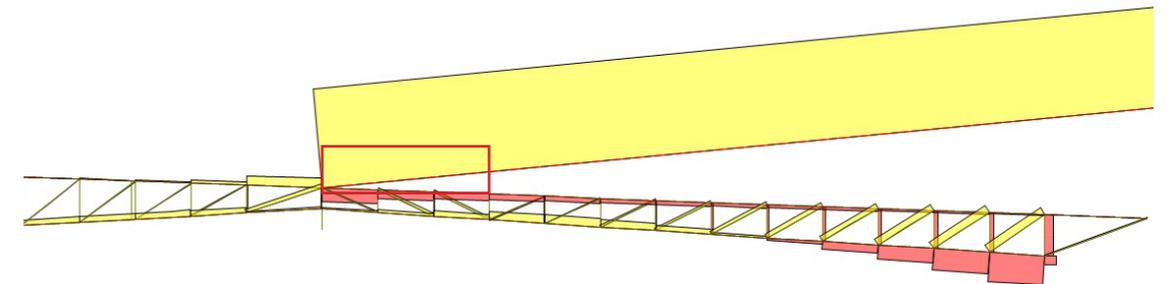
Axial de tracción en cable= 675,961 kN



Máximo axial de compresión en cordón inferior= -197,252 kN

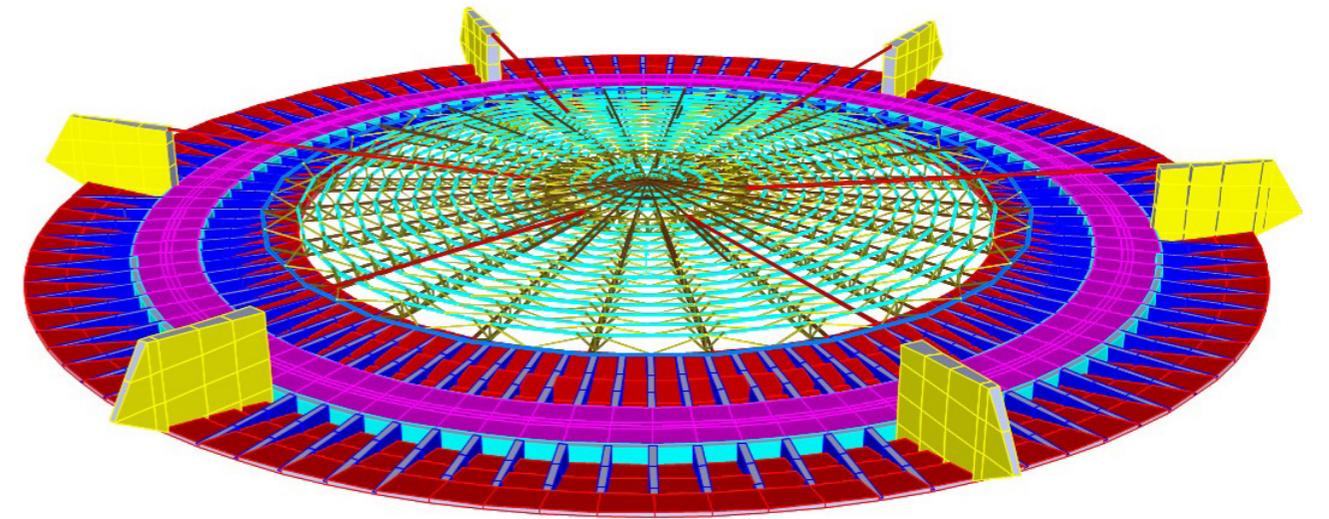
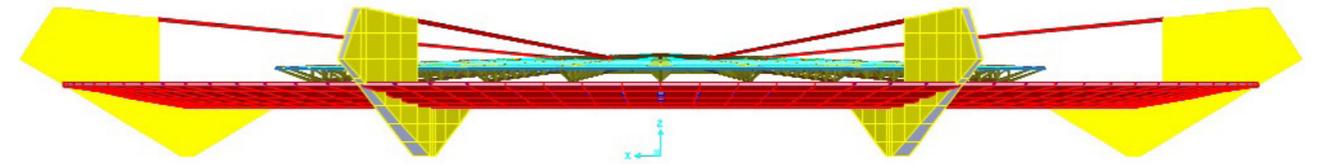
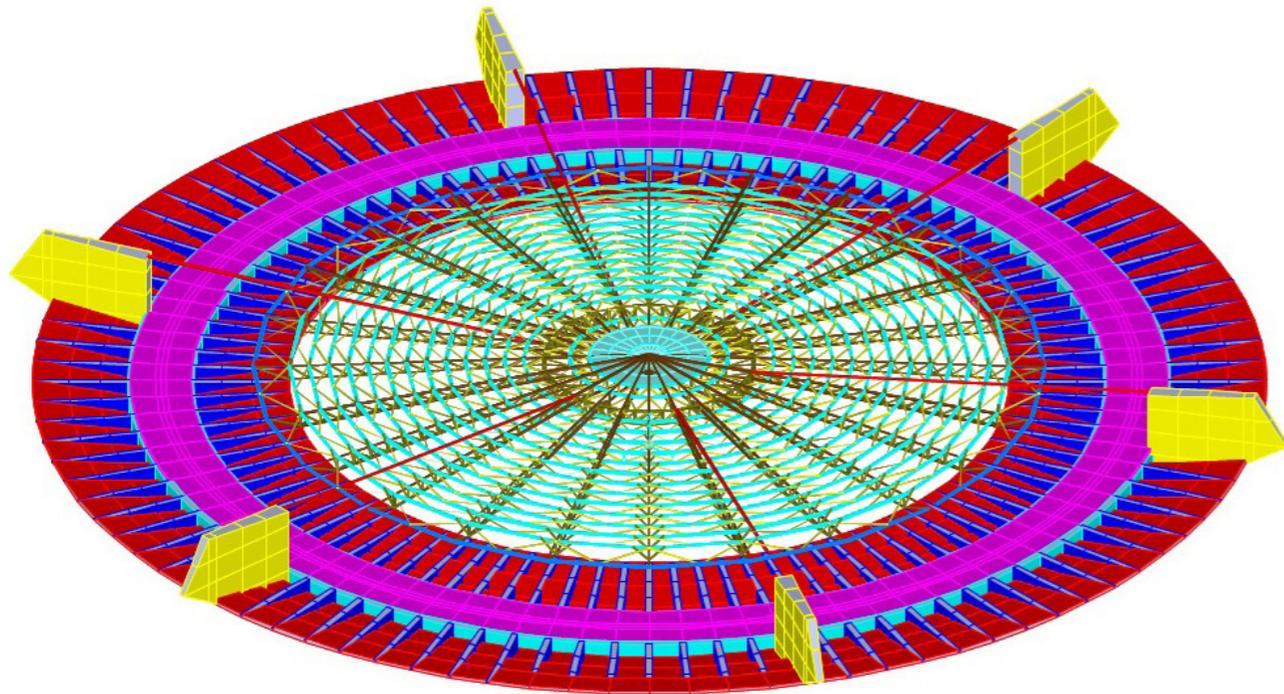


Distribución de axiles en cerchas radiales



Además, en la distribución de axiles de la cercha radial, se observa que todas las diagonales están trabajando a tracción. De modo que el cambio en la dirección de las 3 últimas diagonales debido a la advertencia de ello en las imágenes y no en la planimetría (*queda explicado en la página 44 del presente documento*) ha sido acertado, ya que las diagonales deben situarse siempre de manera que trabajen a tracción. Y, en caso de disponerlas en la misma dirección que el resto, hubieran trabajado a compresión.

05. Resultados finales del modelo



06. Conclusiones

06. Conclusiones

Una vez mostrados los resultados obtenidos tanto de análisis como de diseño estructural de los elementos del *Ginásio do Clube Atlético Paulistano* de Paulo Mendes da Rocha, se pueden realizar una serie de conclusiones.

En primer lugar, se trata de una obra muy interesante tanto a nivel estructural como arquitectónico. Una obra pensada para el ciudadano, para ofrecerle ciudad través de una plaza cubierta. En este sentido, resulta algo frustrante la respuesta del mismo al romper la permeabilidad horizontal en todo su perímetro para poder situar más programa.

En cuanto al análisis estructural, el edificio cumple muy bien a deformación. Al tratarse de un edificio con grandes luces, en un primer vistazo podría parecer que, al menos, la flecha vertical sería importante hasta el punto de no cumplir con la normativa. Sin embargo, cumple y, además, de manera bastante holgada.

Por otro lado, en el dimensionado a resistencia de los distintos elementos, ha sido observable como, a partir de la documentación existente de un edificio (planimetría e imágenes) se puede realizar un acercamiento muy importante a la geometría y estructura del mismo. Esto es, en el caso del dimensionado del hormigón, con las dimensiones y espesores obtenidos de la planimetría, se ha logrado comprobar que las armaduras necesarias para hacer frente a los esfuerzos, son razonables incluso para la normativa española actual, seguramente más restrictiva que la norma brasileña en el año 1958. En el caso del acero (sirviendo de gran apoyo las imágenes del edificio) se ha llegado a la conclusión de que el predimensionado y el dimensionado final de elementos ha sido muy similar. De modo que, aunque no se posean datos detallados de la geometría, estructura o perfiles empleados en un edificio, es posible realizar un análisis estructural completo del mismo e incluso diseño de elementos, a partir de un estudio detenido de la documentación existente.

El diseño de elementos ha resultado gratificante ya que, una vez terminado, se tiene consciencia de todas las dimensiones, espesores, armados y perfiles de la estructura del edificio. Esto es porque el SAP 2000, a diferencia de otros programas de cálculo de estructuras, no proporciona planos de ejecución ni presupone prácticamente nada. Esto que, en principio podría parecer un inconveniente, resulta muy didáctico ya que, te exige tener un conocimiento de cómo funcionan las estructuras y saber los perfiles y espesores que estás utilizando en cada momento.

Además, todo el proceso de análisis y cálculo, desde el modelado hasta el dimensionado de elementos, ha hecho comprender cómo trabaja el edificio en cuestión. Asimismo, en el presente trabajo, ha sido posible conocer con mayor profundidad tanto la normativa española para el cumplimiento a deformación y resistencia de las estructuras y, en el caso de datos climáticos, la normativa brasileña.

Por último, el hecho de analizar y dimensionar una estructura mixta de acero y hormigón ha permitido tener una toma de contacto con los dos principales materiales estructurales de la actualidad.

07. Bibliografia

Libros, revistas y monografías

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). Norma Brasileira. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil.

Pérez Mata, E. (2010). Conversaciones con Paulo Mendes da Rocha. Editorial Gustavo Gili. Barcelona, España.

Arquitectura Viva (2013). AV Monografías 161. Paulo Mendes da Rocha 1958-2013. Madrid, España.

Pisani, Daniele (2013). Paulo Mendes da Rocha: obra completa. Editorial Gustavo Gili. Barcelona, España.

General de Ediciones de Arquitectura. (2014). Revista En Blanco 15. Paulo Mendes da Rocha. Arquitectura. Valencia, España.

Gallardo Llopis, David (2015). Introducción a SAP2000 para arquitectura. Valencia, España.

Tesis doctorales

Cisneros, Pablo (2007). Paulo Mendes da Rocha: La estructura en la concepción del proyecto, dos ejemplos: Gimnasio del club atlético paulistano y Almacenes Forma. Universidad Estatal de Cuenca, Ecuador.

Recursos en red

Documento Básico Seguridad estructural: <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>>

Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la edificación: <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>>

Catálogo Atrium: <<http://catalogo.artium.org/book/export/html/8355>>

Plataforma Arquitectura: <<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro>>

Wikiarquitectura: <<https://es.wikiarquitectura.com/edificio/gimnasio-club-atletico-paulistano/>>

08. Índice de imágenes

p.11 Retrato de Paulo Mendes da Rocha. Fotografía: Hick Duarte. Extraído de: < <https://www.metalocus.es/es/noticias/paulo-mendes-da-rocha-leon-de-oro-por-su-trayectoria> >

p.13 Boceto de la Sede social del Club de Hockey de Goiás. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de: Arquitectura Viva (2013). AV Monografías 161. Paulo Mendes da Rocha 1958-2013. Madrid, España. p. 31

p.15 Boceto del edificio Jaraguá. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de Arquitectura Viva (2013). AV Monografías 161. Paulo Mendes da Rocha 1958-2013. Madrid, España. p. 77

p.17 Boceto del Museo Brasileño de Escultura. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de: Arquitectura Viva (2013). AV Monografías 161. Paulo Mendes da Rocha 1958-2013. Madrid, España. p. 7

p.19 Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: Archivo P.M. Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.20 Emplazamiento del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Imágenes extraídas de Google Maps con edición propia.

p.21 (Superior) Alzado del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.21 (Inferior) Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de: < <http://columnas.revistamarie Claire.globo.com/ralstonites/2012/11/02/arquiteto-paulo-mendes-da-rocha-ganha-retrospectiva-no-museu-do-vale/> >

p.22 Planta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.23 Secciones del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.24 Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: José Moscardi. Extraído de: Arquitectura Viva (2013). AV Monografías 161. Paulo Mendes da Rocha 1958-2013. Madrid, España. p. 29

p.25 Fotografías del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografías: Archivo P.M. Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.29 Imagen frontal del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Paulo Mendes da Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.30 Axonometría explicativa del funcionamiento general de la estructura del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.31 Alzado y planta de un pilar del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.32 (Superior) Sección de un anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.32 (Inferior) Alzado de media cercha radial del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.33 (Derecha) Fotografía de detalle del cable estructural del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: Pablo Cisneros. Extraído de: Cisneros, Pablo (2007). Paulo Mendes da Rocha: La estructura en la concepción del proyecto, dos ejemplos: Gimnasio del club atlético paulistano y Almacenes Forma. Universidad Estatal de Cuenca, Ecuador.

p.33 (Izquierda) Fotografía de detalle de la recogida de aguas de la cubierta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: Pablo Cisneros. Extraído de: Cisneros, Pablo (2007). Paulo Mendes da Rocha: La estructura en la concepción del proyecto, dos ejemplos: Gimnasio del club atlético paulistano y Almacenes Forma. Universidad Estatal de Cuenca, Ecuador.

p.37 Obtención de la geometría del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.38 Planta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.39 (Superior) Alzado de un pilar del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.39 (Inferior) Axonometría de los 6 pilares del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.40 Planta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.41 Axonometría de un sector del anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.42 Alzado del pilar y planta y alzado del anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.43 Obtención de la geometría en estructura metálica del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.44 (Superior) Alzado de cercha radial según planimetría del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.44 (Inferior) Alzado de cercha radial según imágenes del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.45 (Superior) Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: José Moscardi. Extraído de: Arquitectura Viva (2013). AV Monografías 161. Paulo Mendes da Rocha 1958-2013. Madrid, España. p. 29. Edición propia.

p.45 (Inferior) Alzado de la mitad del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.46 Axonometría de un sector de estructura metálica del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.47 Axonometría de un sector de estructura metálica con cubierta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.48 Axonometría del modelo estructural completo del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.49 Axonometría del modelo estructural sin cubierta ni losa superior del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.50 Axonometría del tambor central con diagonales erróneas del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.51 Axonometría del tambor central con diagonales correctas del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.52 Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: Archivo P.M. Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> > Edición propia.

p.54 Cuadro de diálogo de modificación de propiedades en cable estructural. Extraído de SAP 2000.

p.55 Cuadro de diálogo de modificación de propiedades de panel sandwich. Extraído de SAP 2000.

p.56 Planta y alzado de un pilar del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Elaboración propia.

p.57 (Superior) Alzado de un pilar con Joint Patterns. Extraído de SAP 2000.

p.57 (Superior) Axonometría de un pilar con sección variable. Extraído de SAP 2000.

p.59 Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: Archivo P.M. Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.63 Mapa de isoyetas de velocidad básica del viento. Extraído de Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, Brasil. Figura 1 p.6

p.66 Coeficientes de presión por zonas. Extraído de Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación. Anejo D Tabla D.11

p.67 Mapa de placas tectónicas. Extraído de: < <https://sisgeographyigcsewiki.wikispaces.com/Unit+3+S-structure%2C+Landforms+and+Processes> > Edición propia.

p.69 Orientación incorrecta de los ejes de la cubierta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.70 Orientación correcta de los ejes de la cubierta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000. p.59 Fotografía del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Fotografía: Archivo P.M. Rocha. Extraído de: < <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-291320/clasicos-de-arquitectura-gimnasio-del-club-atletico-paulistano-paulo-mendes-da-rocha-e-joao-de-gennaro> >

p.63 Mapa de isoyetas de velocidad básica del viento. Extraído de Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, Brasil. Figura 1 p.6

p.66 Coeficientes de presión por zonas. Extraído de Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación. Anejo D Tabla D.11

p.67 Mapa de placas tectónicas. Extraído de: < <https://sisgeographyigcsewiki.wikispaces.com/Unit+3+S-structure%2C+Landforms+and+Processes> > Edición propia.

p.69 Orientación incorrecta de los ejes de la cubierta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.70 Orientación correcta de los ejes de la cubierta del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.71 Cuadros de diálogo para mostrar las cargas aplicadas. Extraído de SAP 2000.

p.72 (Superior) CMP en anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.72 (Inferior) CMP en estructura metálica del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.73 (Superior) SCU en anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.73 (Inferior) SCU en estructura metálica del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.74 (Superior) SCVp en anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.74 (Inferior) SCVp en estructura metálica del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.75 (Superior) SCVs en anillo de hormigón del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.75 (Inferior) SCVs en estructura metálica del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.77 Alzado del modelo del Ginásio do Clube Atlético Paulistano. Extraído de SAP 2000.

p.78 Cuadro de diálogo articulación en cables. Extraído de SAP 2000.

p.79 (Superior) Orientación de ejes en los apoyos de las cerchas. Extraído de SAP 2000.

p.79 (Inferior) Cuadro de diálogo articulación en los apoyos de las cerchas. Extraído de SAP 2000.

p.85 Cuadro de diálogo definición de combinaciones. Extraído de SAP 2000.

p.89 Deformada en ELSqpu. Extraído de SAP 2000.

p.90 Deformada en ELSvs. Extraído de SAP 2000.

p.91 Deformada en ELSvp. Extraído de SAP 2000.

p.95 Deformada del edificio del Ginásio do Clube Atlético Paulistano con distancia entre apoyos. Elaboración propia.

p.96 (Superior) Deformada en ELSqpu (Movimiento vertical en apoyo de estructura metálica). Extraído de SAP 2000.

p.96 (Inferior) Deformada en ELSqpu (Movimiento vertical en apoyo de estructura metálica). Extraído de SAP 2000.

p.98 (Superior) Deformada en ELSqpu (Movimiento vertical en apoyo de estructura de hormigón). Extraído de SAP 2000.

p.98 (Inferior) Deformada en ELSqpu (Movimiento vertical en apoyo de estructura de hormigón). Extraído de SAP 2000.

p.103 Orientación de ejes en losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.104 (Superior) Orientación incorrecta de ejes en losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.104 (Inferior) Orientación correcta de ejes en losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.107 (Superior) Momentos en la losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.107 (Inferior) Momentos en la losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.108 (Superior) Cortantes en la losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.108 (Inferior) Cortantes en la losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.109 Momentos en la losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.110 Momentos en la losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.111 Momentos en la losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.112 Cortantes en la losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.113 Cortantes en la losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.114 Cortantes en la losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.115 (Superior) Plantas de armado losa superior. Extraído de SAP 2000.

p.115 (Inferior) Plantas de armado losa inferior. Extraído de SAP 2000.

p.117 Orientación de ejes en elementos verticales de hormigón. Extraído de SAP 2000.

p.119 (Superior) Fuerzas horizontales en costillas. Elaboración propia.

p.119 (Inferior) Fuerzas verticales en costillas. Elaboración propia.

p.120 (Superior) Fuerzas horizontales en costillas. Extraído de SAP 2000.

p.120 (Inferior) Fuerzas verticales en costillas. Extraído de SAP 2000.

p.121 (Superior) Fuerzas verticales en costillas. Extraído de SAP 2000.

p.121 (Inferior) Alzados de armado en costillas. Elaboración propia.

p.122 Fuerzas horizontales en pilares. Elaboración propia.

p.123 (Superior) Fuerzas horizontales en pilares. Extraído de SAP 2000.

p.123 (Inferior) Fuerzas horizontales en pilares. Extraído de SAP 2000.

p.124 Fuerzas horizontales en pilares. Extraído de SAP 2000.

p.125 Fuerzas verticales en pilar. Elaboración propia.

p.126 (Superior) Fuerzas verticales en pilar. Extraído de SAP 2000.

p.126 (Inferior) Fuerzas verticales en pilar. Extraído de SAP 2000.

p.127 (Superior) Fuerzas verticales en pilar. Extraído de SAP 2000.

p.127 (Inferior) Alzado de armado del pilar. Elaboración propia.

p.128 (Superior) Fuerzas horizontales en viga central. Elaboración propia.

p.128 (Inferior) Fuerzas horizontales en viga central. Extraído de SAP 2000.

p.129 (Superior) Fuerzas horizontales en viga central. Extraído de SAP 2000.

p.129 (Inferior) Fuerzas verticales en viga central. Elaboración propia.

p.130 (Superior) Fuerzas verticales en viga central. Extraído de SAP 2000.

p.130 (Inferior) Fuerzas verticales en viga central. Extraído de SAP 2000.

p.131 Sección de armado en viga central. Elaboración propia.

p.132 (Superior) Fuerzas horizontales en vigas laterales. Elaboración propia.

p.132 (Inferior) Fuerzas horizontales en vigas laterales. Extraído de SAP 2000.

p.133 (Superior) Fuerzas horizontales en vigas laterales. Extraído de SAP 2000.

p.133 (Inferior) Fuerzas verticales en vigas laterales. Elaboración propia.

p.134 (Superior) Fuerzas verticales en vigas laterales. Extraído de SAP 2000.

p.134 (Inferior) Fuerzas verticales en vigas laterales. Extraído de SAP 2000.

p.135 Sección de armado en vigas laterales. Elaboración propia.

p.137 Axonometría de predimensionado. Extraído de SAP 2000.

p.138 Primera peritación. Extraído de SAP 2000.

p.139 Primera peritación de correas. Extraído de SAP 2000.

p.140 Cuadros de diálogo del no cumplimiento en correas. Extraído de SAP 2000.

p.141 Primera peritación de cordones de cerchas. Extraído de SAP 2000.

p.142 Limitación de pandeo de cordones de cerchas. Extraído de SAP 2000.

p.143 No cumplimiento de cables. Extraído de SAP 2000.

p.143 Comparación de dimensionado. Extraído de SAP 2000.

p.145 Segunda peritación. Extraído de SAP 2000.

p.146 No cumplimiento de montantes. Extraído de SAP 2000.

p.147 Axiles y momentos en montantes. Extraído de SAP 2000.

p.148 Momentos en montantes. Extraído de SAP 2000.

p.149 Articulación de montantes. Extraído de SAP 2000.

p.150 Comparación entre predimensionado y dimensionado final. Extraído de SAP 2000.

p.152 Axiles en estructura metálica. Extraído de SAP 2000.

p.153 Axiles en cerchas radiales. Extraído de SAP 2000.

p.156 Axonometría del modelo final. Extraído de SAP 2000.

p.157 (Superior) Alzado del modelo final. Extraído de SAP 2000.

p.157 (Inferior) Perspectiva cónica del modelo final. Extraído de SAP 2000.

Tabla 01 p.54 Equivalencia panel sandwich. Extraído de David Gallardo Llopis.

Tabla 02 p.60 Valores característicos de las sobrecargas de uso. Extraído de DBSE-AE. Apartado 3 Acciones Variables Tabla 3.1

Tabla 03 p.64 Coeficientes para tipo de entorno. Extraído de DBSE-AE Anejo D Acción del viento Tabla D.2.

Tabla 04 p.65 Coeficientes de presión. Extraído de DBSE-AE Anejo D Acción del viento Tabla D.11.

Tabla 05 p.82 Coeficientes de simultaneidad. Extraído de DBSE Apartado 4 Verificaciones basadas en coeficientes parciales Tabla 4.2.

Tabla 05 p.83 Coeficientes de simultaneidad. Extraído de DBSE Apartado 4 Verificaciones basadas en coeficientes parciales Tabla 4.2.

Tabla 06 p.106 Comprobación de resistencia en losas macizas. Extraído de David Gallardo Llopis.

Tabla 07 p.111 Armadura de refuerzo. Extraído de David Gallardo Llopis.

Tabla 08 p.118 Comprobación de resistencia de muros. Extraído de David Gallardo Llopis.

