

ÍNDICE

–	Introducción.....	2
-	Antecedentes del proyecto.....	
-	Características Principales.....	
-	Condicionamientos impuestos por los arquitectos al diseño estructural.	
–	Objetivos.....	
–	Desarrollo.....	
-	I .Ubicar columnas principales.....	
-	II. Analizar la estructura de la cubierta a adoptar, junto con el cerramiento más adecuado para la misma	
-	III. Analizar el tipo de estructura a adoptar del entrepiso y de las rampas.	
-	IV. Analizar la estructura de soporte de los paneles vidriados laterales, y definir el tipo de vidrio a utilizar.	
-	V. Analizar las cargas de viento en una geometría inusual	
-	VI. Estudiar el tipo de suelo de fundación	
-	VII. Realizar el diseño, cálculo y dimensionamiento definitivo de todos los elementos estructurales	
-	VIII. Realizar un presupuesto de materiales de la resolución general adoptada.	
–	Conclusión.....	
–	Bibliografía.....	
–	Anexos.....	
-	Planillas Bases	
-	Planillas Columnas	
-	Planillas Vigas	
-	Planillas Losas	
-	Material de aportado por los arquitectos.	
-	Estudio de Suelos	

PROYECTO FINAL

“RESOLUCIÓN ESTRUCTURAL DE UN MUSEO DE ARTE CONTEMPORÁNEO/INFORMAL”

INTRODUCCIÓN

La idea del proyecto nace gracias a un estudiante de arquitectura de la Universidad Nacional de Rosario el cual debía realizar, como consigna del segundo cuatrimestre de la cátedra “Análisis Proyectual II” dictada por el Arq. Gustavo Carvajal, un museo de cualquier índole. Luego de varios anteproyectos presentados, terminó por realizar un Museo de Arte Contemporáneo/Informal ubicado al Norte del Parque Alem en la ciudad de Rosario. En ese lugar se encuentra construido el Centro Cultural Parque Alem, el cual se encuentra en desuso por lo que la idea del proyecto consiste en demolerlo para emplazar allí dicho museo con el motivo de revitalizar el lugar a fines culturales y proponer un nuevo foco de entretenimiento y dispersión.

Frente a ésta situación y debido a las dimensiones del proyecto debió recurrir por nuestra ayuda en tanto a la viabilidad de los componentes estructurales.

Al ver la suntuosidad del diseño ejecutado, nos conmovió la idea de realizar nuestro proyecto final en base a la resolución estructural del mismo que consideramos como un desafío.

ANTECEDENTES DEL PROYECTO:

El museo fue proyectado por dos estudiantes de arquitectura ELSESER, Agustín y FERNÁNDEZ, Eugenio, quienes proporcionaron todo el material para poder desarrollar este trabajo, incluyendo los motivos que los llevaron a realizar este diseño.

El sitio de intervención se encuentra en el parque Alem, situado en la costanera del río Paraná en la ciudad de Rosario en continuidad del tejido urbano. Es un espacio verde que descomprime la alta densidad edilicia que hay en los alrededores al mismo, el cual es utilizado por la gente cómo lugar de recreación, paseo y/o realización de actividades físicas. Esta concurrencia de gente se ve incrementada en el verano, ya que en sus proximidades se encuentran las piletas municipales.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

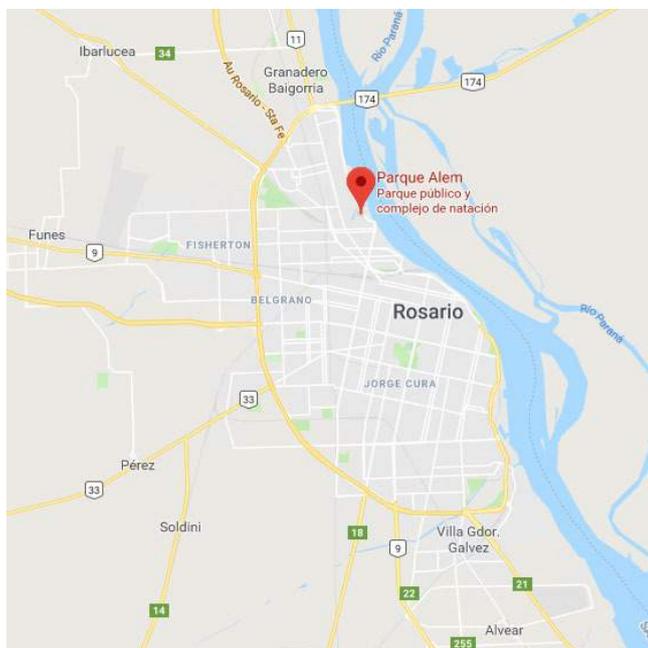


Figura 1: Emplazamiento del proyecto

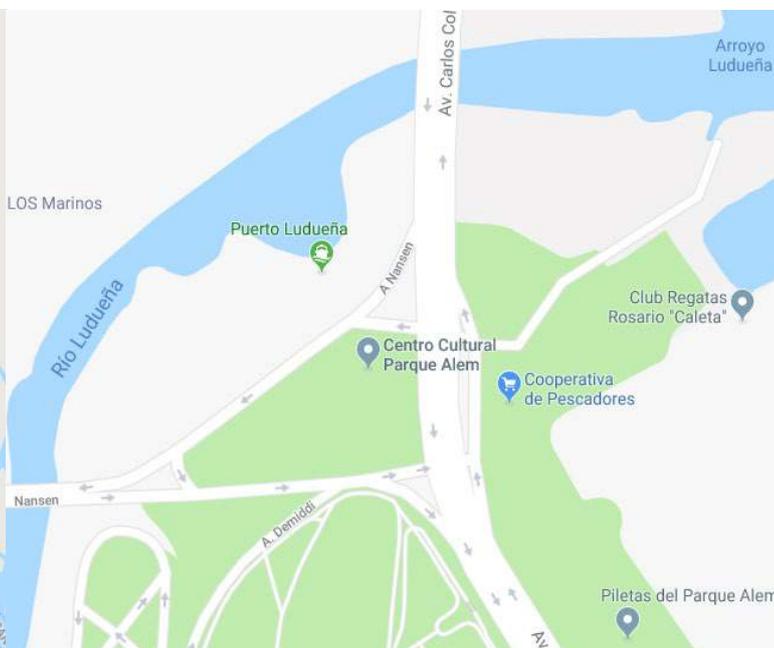


Figura 2: Emplazamiento del Proyecto

Un condicionante planteado por el profesor de la cátedra para realizar el diseño fue el de eliminar la menor cantidad de árboles posibles, fijando un máximo del 15% del total existente como permitido para su extracción. Para cumplir esta tarea los estudiantes debieron relevar todos los árboles existentes en el terreno, y con dicha premisa realizar el diseño del proyecto.

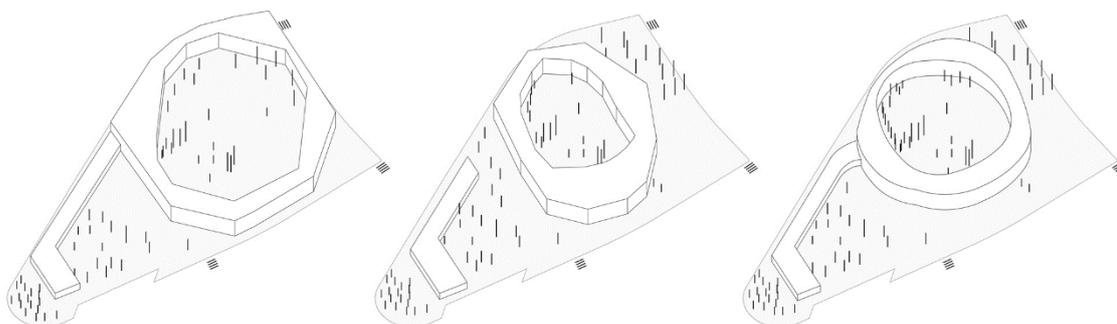
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Luego de varios diseños y anteproyectos, se llegó al siguiente planteo arquitectónico:



Figura 3: Maqueta a escala realizada por ambos estudiantes de Arquitectura

A continuación se muestran algunos de los esquemas planteados inicialmente, hasta llegar a la solución final:



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

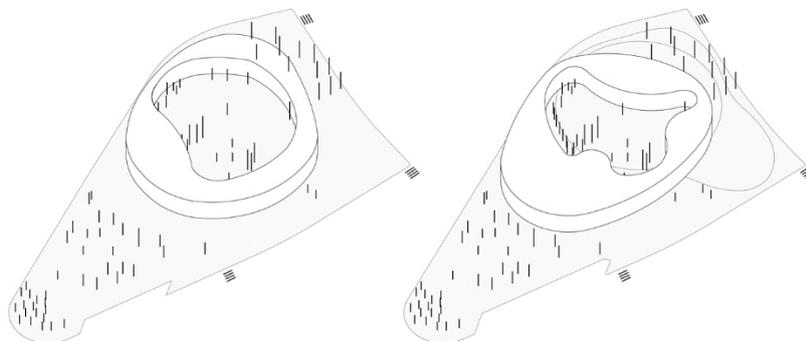


Figura 4: Gráfico IDEA-FORMA



Figura 5: Maqueta a escala con emplazamiento

“Queríamos generar un espacio con una continuidad espacial, ya sea entre las salas de exposición cómo entre los demás espacios que forman parte del proyecto. Esto se logra con un vidriado de piso a techo que da al patio del proyecto, permitiendo una conexión visual en todo momento gracias a la forma envolvente del mismo. Además se adoptan rampas para el recorrido de una pendiente muy baja, lo que permite ir caminando al mismo tiempo que se observan los diferentes espacios que te rodean con comodidad y tranquilidad.

El ingreso se genera por la forma de dos volúmenes (SUM y Tienda) que invitan a entrar y por el volumen de las salas de exposición que pasa por arriba de dichos volúmenes.

Además buscábamos un lugar que pueda variar las situaciones espaciales que se produzcan allí, ya sea al cambiar las obras que se expongan como con el ingreso de

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

luz natural. Utilizamos paneles móviles como piel del proyecto (chapa calada) que permiten la apertura total, parcial o ingreso de luz mínimo en los paños vidriados, que en cada caso producen una iluminación diferente (directa o tamizada).”

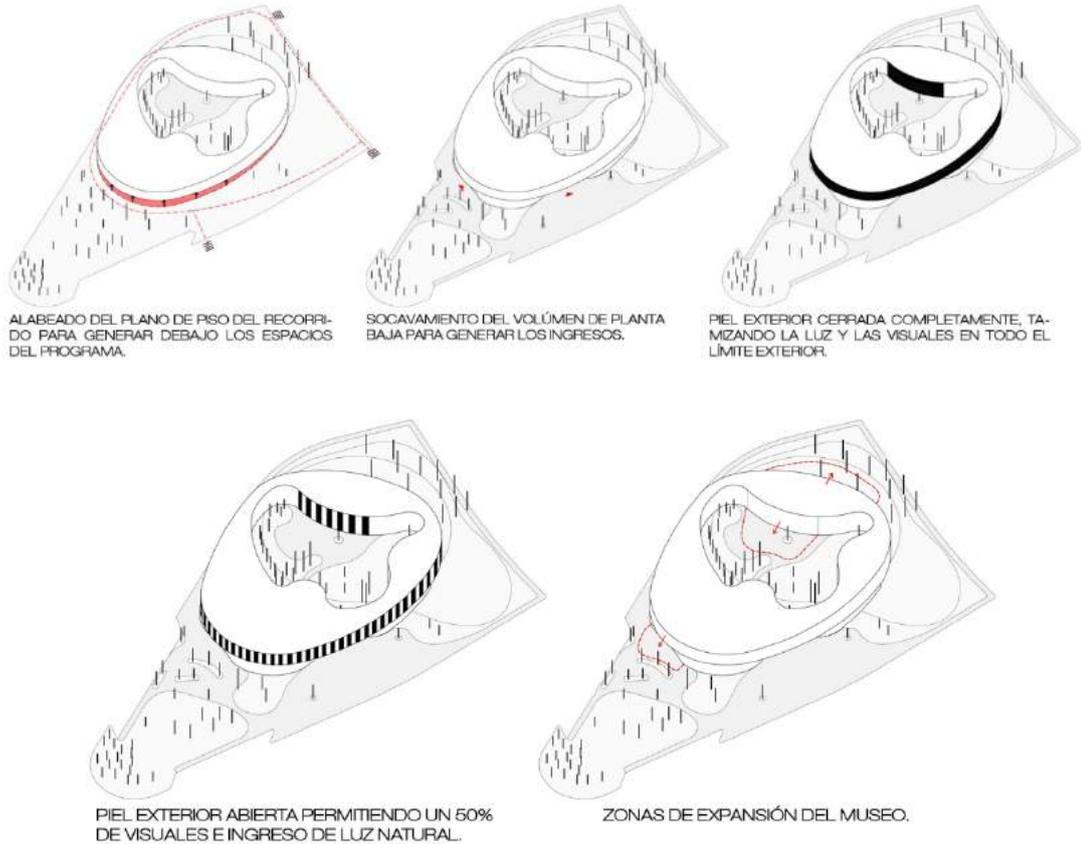


Figura 6: Esquemas de Análisis

MAI - MUSEO DE ARTE INFORMAL

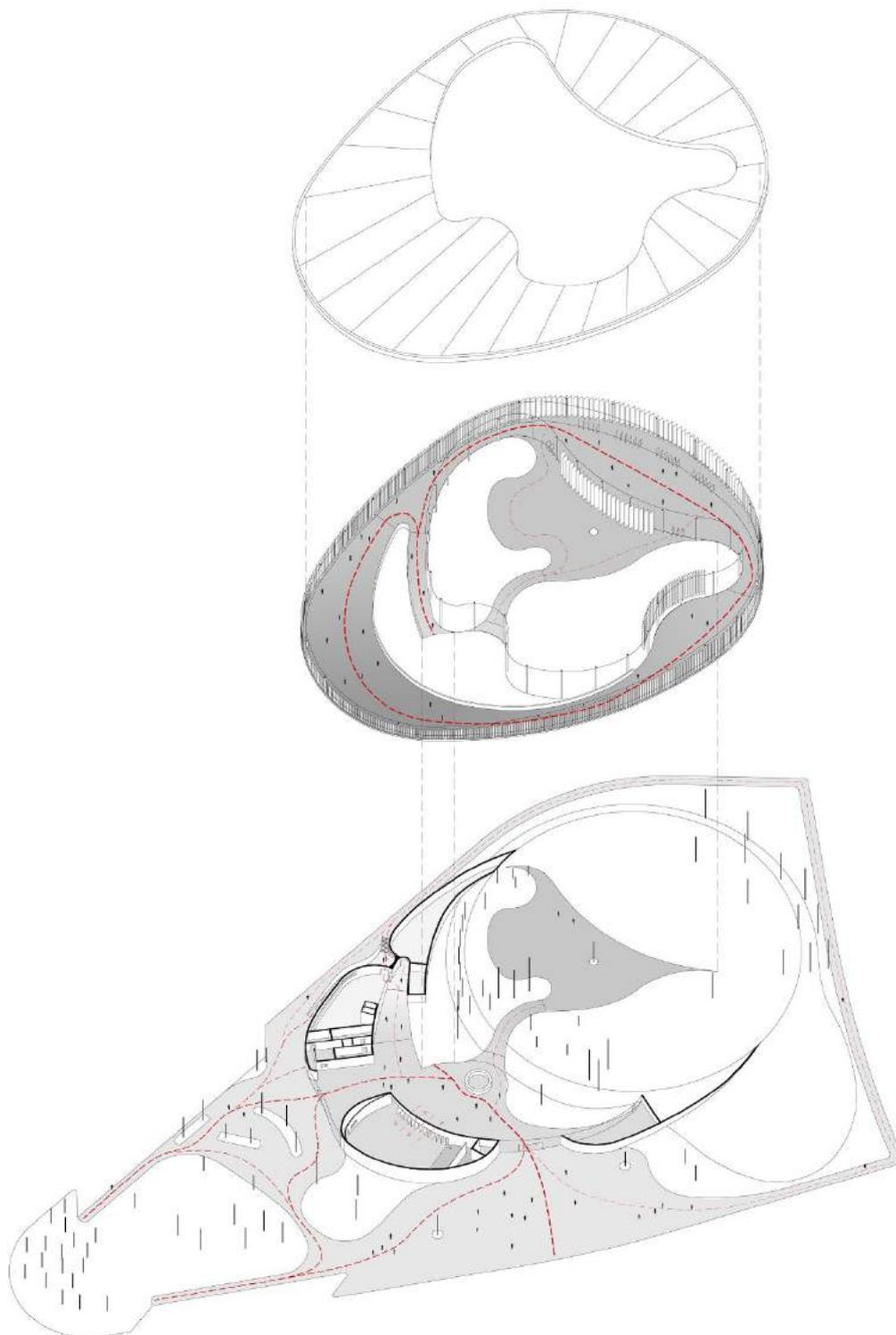


Figura 7: Planta Baja, Planta de Recorrido y Planta de Techo



Figura 8: Interiores del museo

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL PROYECTO:

- Ubicación: Parque Alem, Rosario, Santa Fe, Argentina.
- Superficie cubierta: 3460,68 m²
- Altura promedio: 10,50 m.
- Capacidad del museo: 3000 personas.

CONDICIONAMIENTOS IMPUESTOS POR LOS ARQUITECTOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL:

- Los paneles vidriados en los laterales son fundamentales, por lo que se los deberá interrumpir lo menos posible con columnas.
- Las columnas deberán de ser redondas para mejorar el encuentro con los paneles vidriados y adaptarse bien a la forma sinuosa del museo.
- No se podrán ejecutar soluciones estructurales que impliquen la eliminación de los árboles que no fueron eliminados en el diseño original.
- La cubierta podrá ser resuelta con total libertad del proyectista, respetando la geometría planteada y teniendo en cuenta la correcta evacuación del agua de la misma. A su vez se debe tener en cuenta que sea viable económica y constructivamente.

OBJETIVOS

En base a toda la información obtenida comenzamos con la resolución estructural del proyecto descubriendo en éste ocho problemas principales en los que se basara todo el desarrollo:

1. Ubicar columnas principales.
2. Analizar la estructura de la cubierta a adoptar, junto con el cerramiento más adecuado para la misma.
3. Analizar el tipo de estructura a adoptar del entrepiso y de las rampas.
4. Analizar la estructura de soporte de los paneles vidriados laterales, y definir el tipo de vidrio a utilizar.
5. Analizar las cargas de viento en una geometría inusual.
6. Estudiar el tipo de suelo de fundación.
7. Realizar el diseño, cálculo y dimensionamiento definitivo de todos los elementos estructurales.
8. Realizar un presupuesto de materiales de la resolución general adoptada.

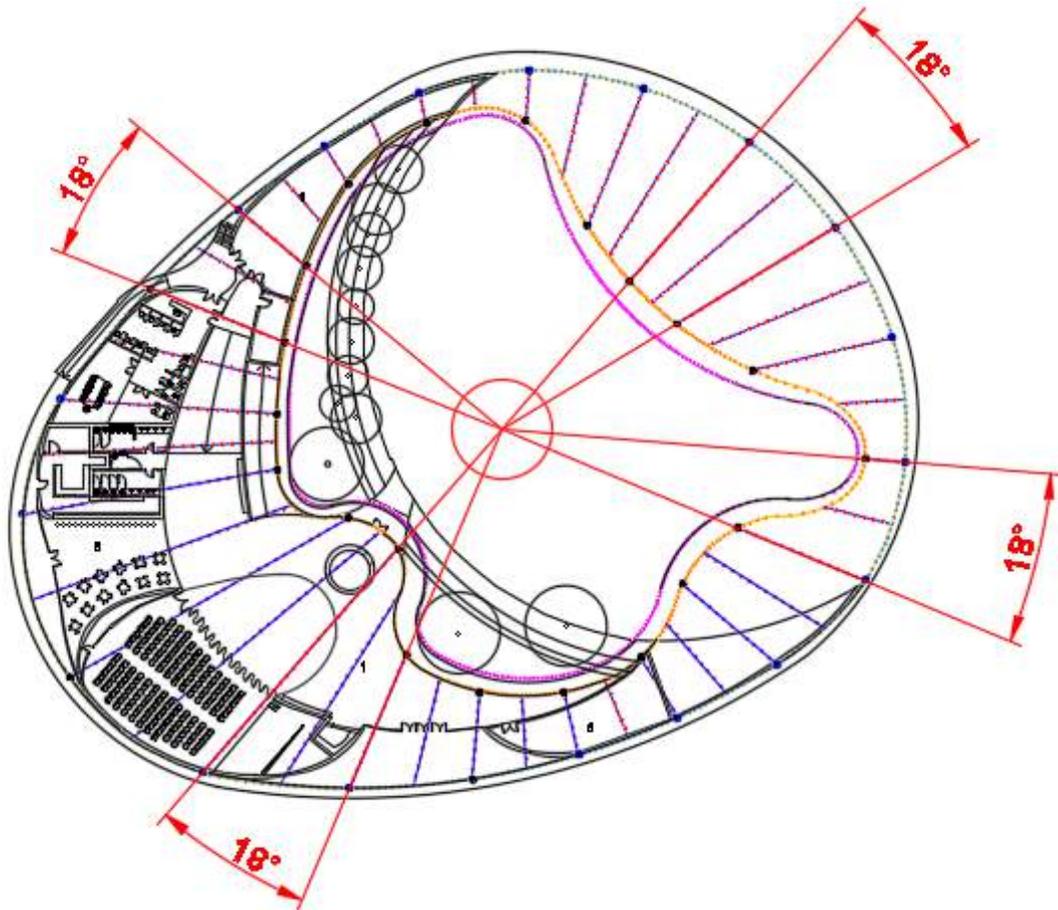
I. UBICAR COLUMNAS PRINCIPALES:

La ubicación de las columnas principales es un punto vital para nuestro trabajo, ya que define el grado de permeabilidad visual que tendrá nuestro proyecto y por ende el confort de los usuarios.

Las columnas se dividen en tres grupos:

- Columnas Principales de sección circular maciza de $H^{\circ}A^{\circ}$ que soportarán la cubierta, y algunas de ellas también el entrepiso.
- Columnas Secundarias de sección circular maciza $H^{\circ}A^{\circ}$ que soportarán el entrepiso.
- Columnas metálicas de sección anular que soportarán los paneles vidriados mediante el Sistema Spider, lo cual se verá más adelante.

El criterio elegido para determinar la posición de las columnas principales fue el de ubicar el centro de masa de la cubierta y realizar una distribución angular cada 18° aproximadamente, ubicando las columnas en los perímetros interior y exterior de la cubierta.

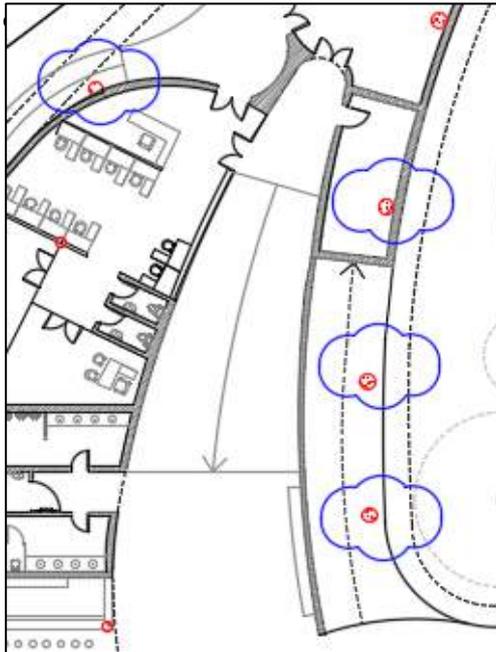


PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Este diseño se realizó con el fin de generar una especie de simetría en los apoyos, lo que transforma a un elemento estructural en un elemento estético y a su vez funcional.

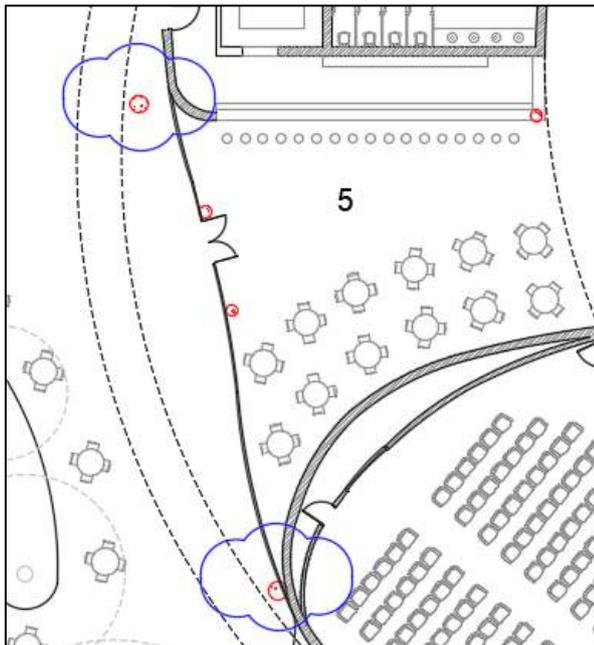
Con respecto a la arquitectura, se respeta la planta de recorrido, quedando ésta totalmente libre de columnas, sin embargo aparecen en ciertos lugares no previstos, debiéndose modificar algunos aspectos como los siguientes:

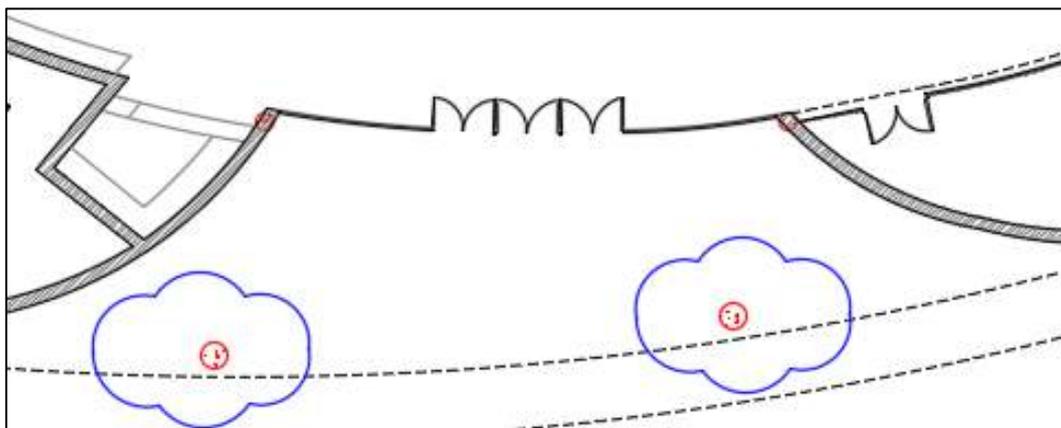
- Modificación de rampas:



En este caso la solución es de rediseñar el ancho de las rampas para recuperar la capacidad proyectada originalmente.

- Aparición de columnas en los accesos que modifican la estética externa del museo:



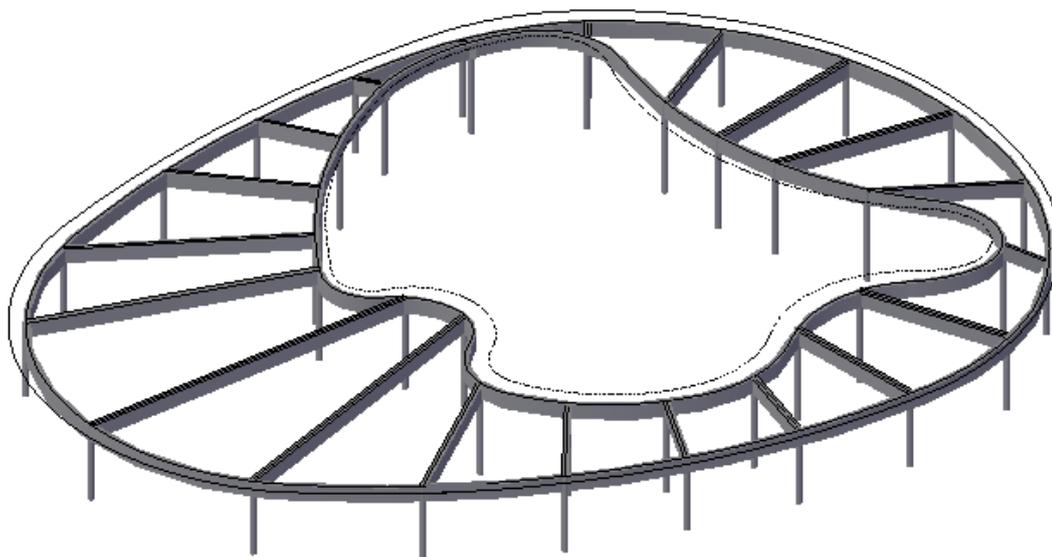


Al ser cambios poco sustanciales, hablamos con los proyectistas para conocer su opinión respecto a esta solución y se dio por válida la propuesta.

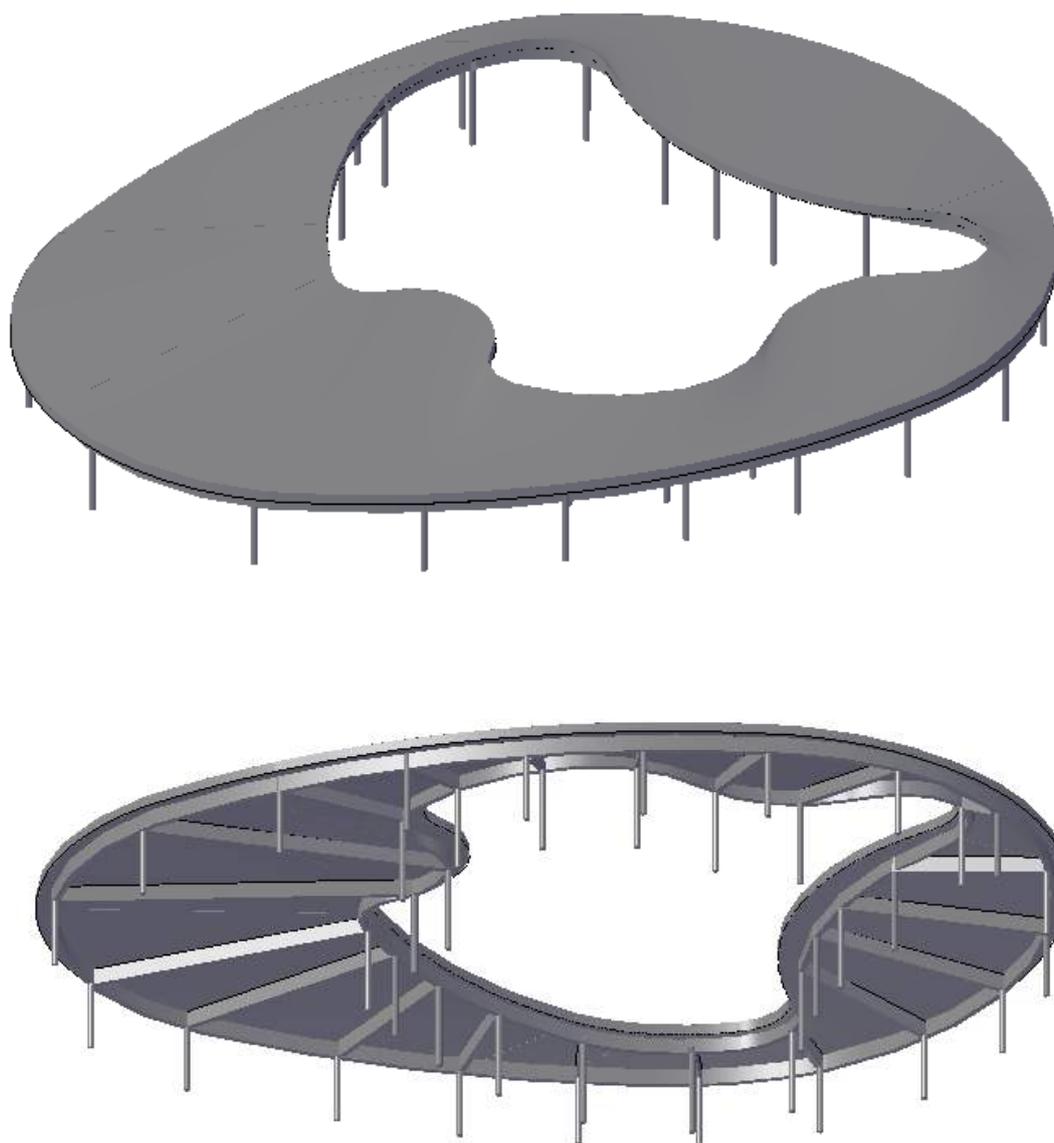
II. ANALIZAR LA ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA A ADOPTAR, JUNTO CON EL CERRAMIENTO MÁS ADECUADO PARA LA MISMA:

El mayor desafío del proyecto es la cubierta, ya que esta tiene luces muy variables que van desde 2,5 m hasta 32 m distribuidas radialmente en todo el perímetro. Estas diferencias de longitudes obligan a que la cubierta no tenga una pendiente uniforme, y esta va variando centímetro a centímetro dependiendo de la distancia entre los apoyos. En base a esto fuimos analizando diferentes propuestas que se expondrán a continuación:

Cubierta de Hormigón Armado con sistema de vigas



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL



Esta propuesta está pensada con vigas que pueden ser de hormigón postesado o metálicas (reticuladas), teniendo alturas que rondan los 2 m, apoyadas sobre las columnas. También se realizan dos anillos de hormigón armado en los perímetros interior y exterior para brindar otro apoyo a la cubierta. Ésta, es una losa de hormigón armado cuyo espesor tentativo es de 30 cm.

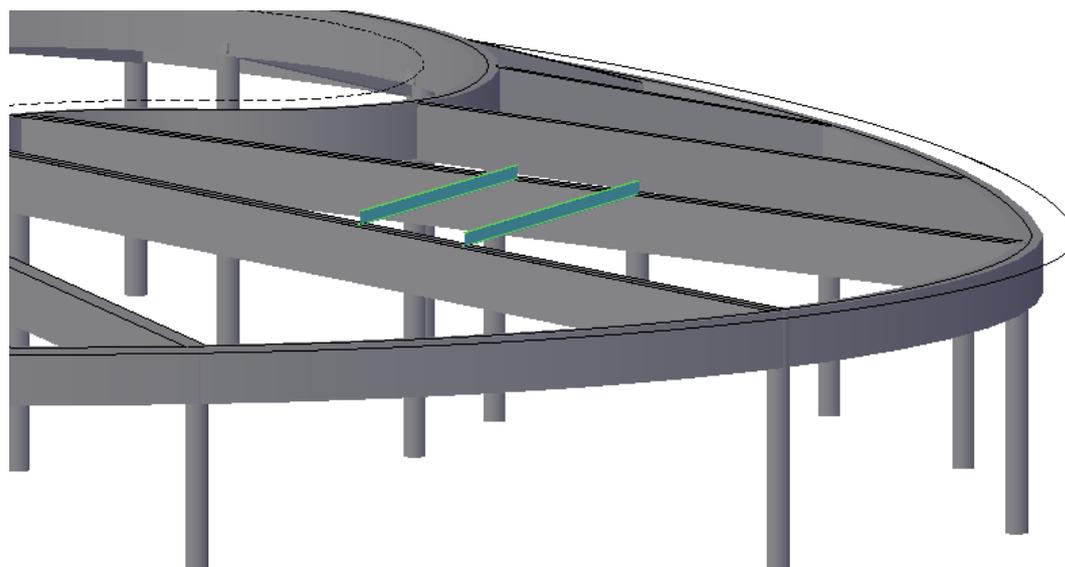
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ol style="list-style-type: none">1) Gran estabilidad frente a cargas horizontales.2) Análisis Estructural simple.	<ol style="list-style-type: none">1) Volumen de hormigón (y peso propio) excesivo (más de 1000 m³)2) Apuntalamientos de gran altura (promedio de 10m) y de alturas variables.3) Encofrado dificultoso por pendientes variables.4) Armado y hormigonado en altura5) Grandes superficies y volúmenes de hormigón, lo que hace necesario la presencia de un gran número de juntas de contracción y dilatación.6) Tiempo de ejecución excesivo.

Frente al análisis realizado, concluimos que NO ES BUENA SOLUCIÓN.

Cubierta liviana con sistema de vigas principales y secundarias

Esta propuesta viene a plantear el mismo esquema de columnas y vigas que la propuesta anterior pero encima de las vigas principales cruzan perfiles metálicos secundarios para sostener una cubierta de chapa. Con este esquema estructural también se puede prescindir de los anillos perimetrales de hormigón.



VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ol style="list-style-type: none"> 1) Análisis Estructural simple. 2) Facilidad de ejecución en obra. 3) Rapidez en los tiempos de ejecución. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Longitudes variables en vigas secundarias. 2) Las pendientes variables en cada viga principal dificulta la colocación de vigas secundarias. 3) Esto hace que la cubierta tenga planos de colocación alabeados, complicando los encuentros del cerramiento y haciendo difícil un sellado hermético en las juntas. 4) No es recomendable utilizar chapa como elemento de cierre ya que ésta se debería ir curvando en cada encuentro.

Frente al análisis realizado, vemos que es mejor solución que la anterior, sin embargo NO ES BUENA SOLUCIÓN.

Cubierta liviana con reticulado espacial (Estéreo Estructura)

La necesidad de realizar proyectos con un tipo de cubierta que solucione grandes luces sin apoyos intermedios ha generado propuestas creativas en el cálculo estructural dando lugar a las llamadas “estructuras tridimensionales”, las mismas que han hecho realidad magníficos proyectos.

Este sistema se conforma de una estructura espacial que tiene su origen en una versión tridimensional de las armaduras planas; sus componentes son elementos cortos y finos unidos rígidamente, prefabricados, sencillos, ligeros y basados en formas geométricas como triángulos, hexágonos, octágonos, etcétera. El pionero en la investigación y desarrollo de estas armaduras espaciales fue Konrad Wachsmann, quien logró importantes cálculos estructurales de carga que reúnen las cualidades de diseño, estética y funcionalidad.

En lo referente a la estética, las estructuras espaciales están íntimamente ligadas con el diseño de la luz y los elementos que soportan. Los materiales empleados son el acero o el aluminio y, en contraste con las armaduras bidimensionales, éstos se utilizan en menor cantidad; las cubiertas dependen del clima exterior y pueden ser de vidrio, acrílico, policarbonato, láminas metálicas o membranas, entre otros materiales.

El diseño de las cubiertas geométrico-espaciales es resultado del análisis estructural realizado para posibilitar la construcción de proyectos como pabellones, recintos feriales, estadios, domos espaciales de vestíbulos, accesos y plantas industriales o lo que la imaginación de los arquitectos conciba. Para su desarrollo es necesario realizar pruebas con prototipos a escala o simulaciones en computadora, para observar el funcionamiento y comprobar la factibilidad de las formas irregulares que de otra manera sería imposible construir.

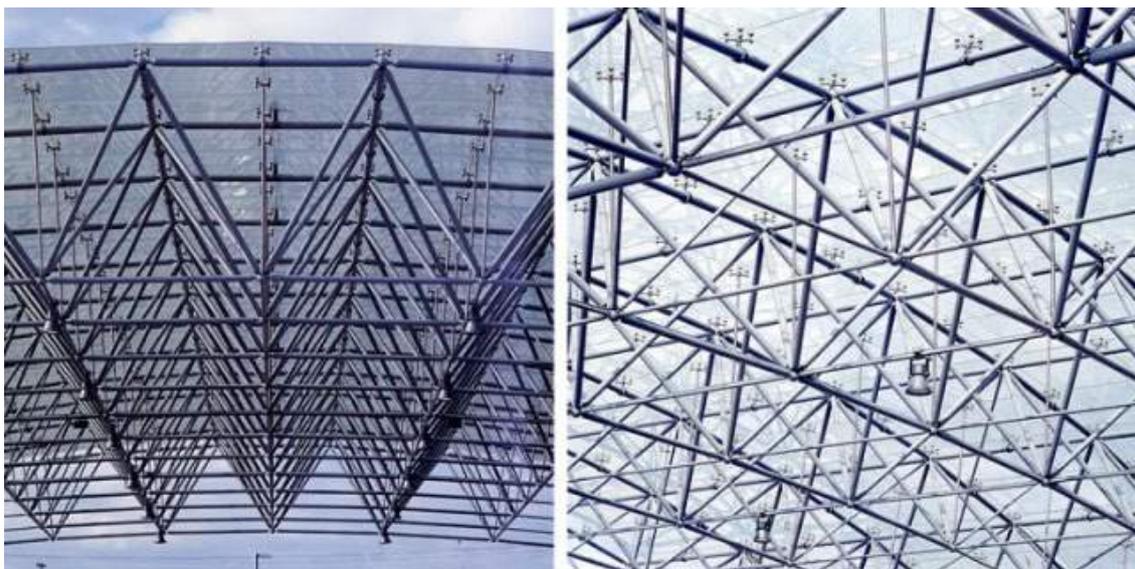
Nuevos materiales más ligeros y de alta resistencia, combinados con estudios y cálculos estructurales, han dado lugar a otras propuestas para el empleo de las estructuras tridimensionales; algunas de sus formas básicas de diseño son las horizontales, verticales, pendientes, arcos, Cantilever y domos. Con estos últimos actualmente se pueden cubrir mayores luces, por el esfuerzo de compresión al que trabaja su curvatura. Las luces que se obtienen con una losa tridimensional son de 20 a 200 m libres de apoyos intermedios, aunque en principio se pueden cubrir superficies de hasta 300 m² con estos sistemas.

¿El resultado? Versatilidad y soluciones estructurales con un ahorro sustantivo en tiempo y costo, por su simplicidad y rapidez de su ejecución.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

En una losa tridimensional optimada, los esfuerzos se transfieren al entramado de las barras de la estructura, de manera que cualquier acción concentrada de cargas se distribuye ampliamente; con ello, las fuertes tensiones en los elementos de carga disminuyen y se igualan en su mayor parte para crear un campo de fuerza homogénea que proporciona mayor resistencia a la estructura. Por lo tanto, al disminuir las tensiones internas y con ellas las secciones necesarias de los elementos sujetos a tracción y compresión se reduce el peso del material, lo que redundará en cubiertas ligeras.

Estos sistemas estructurales tienen dos componentes básicos: nodos y perfiles o barras tubulares atornilladas entre sí. Ambos son ligeros, resistentes y de fácil ensamble sin necesidad de soldar, remachar o utilizar adhesivos de alta resistencia, y su dimensionamiento se apoya en novedosas herramientas computacionales.



Una estereo estructura, es un reticulado espacial que proporciona una rigidez a la deformación vertical, como así también una superficie continua para la colocación del cerramiento final.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ol style="list-style-type: none">1) Prefabricación de elementos y ahorro en los tiempos de ejecución2) Gran rigidez frente a deformaciones verticales.3) Posibilidades de diseño infinitas.4) Posibilidad de crear una superficie continua con luces pequeñas para los elementos de cierre.5) Facilidad de montaje en obra una vez armado en taller.6) Estructura especial para obras de grandes luces.	<ol style="list-style-type: none">1) Diseño geométrico complejo.2) Análisis estructural complejo.3) Estrategia de montaje en obra.4) Armado en taller complejo.

Frente al análisis realizado, vemos que es una solución que se encasilla con el tipo de obra que estamos manejando, por lo tanto es una BUENA SOLUCIÓN.

Vemos que de las pocas desventajas que plantea este tipo estructural, la mayor labor es para el proyectista.

Para el cerramiento de la cubierta adoptamos placas de Policarbonato Celular por varios motivos:

- a) Es una cubierta liviana, por lo que no agrega cargas considerables para cálculo.
- b) Fácil colocación ya que puede ser cortado rápidamente y montado sin problemas.
- c) Es un material aislante térmico y acústico además de impermeable. Las juntas entre placas quedan perfectamente impermeabilizadas por medio de una silicona especial.
- d) Variedad de espesores y colores a fin de otorgar una terminación armónica con el diseño planteado por los arquitectos.

III. ANALIZAR EL TIPO DE ESTRUCTURA A ADOPTAR DEL ENTREPISO Y DE LAS RAMPAS :

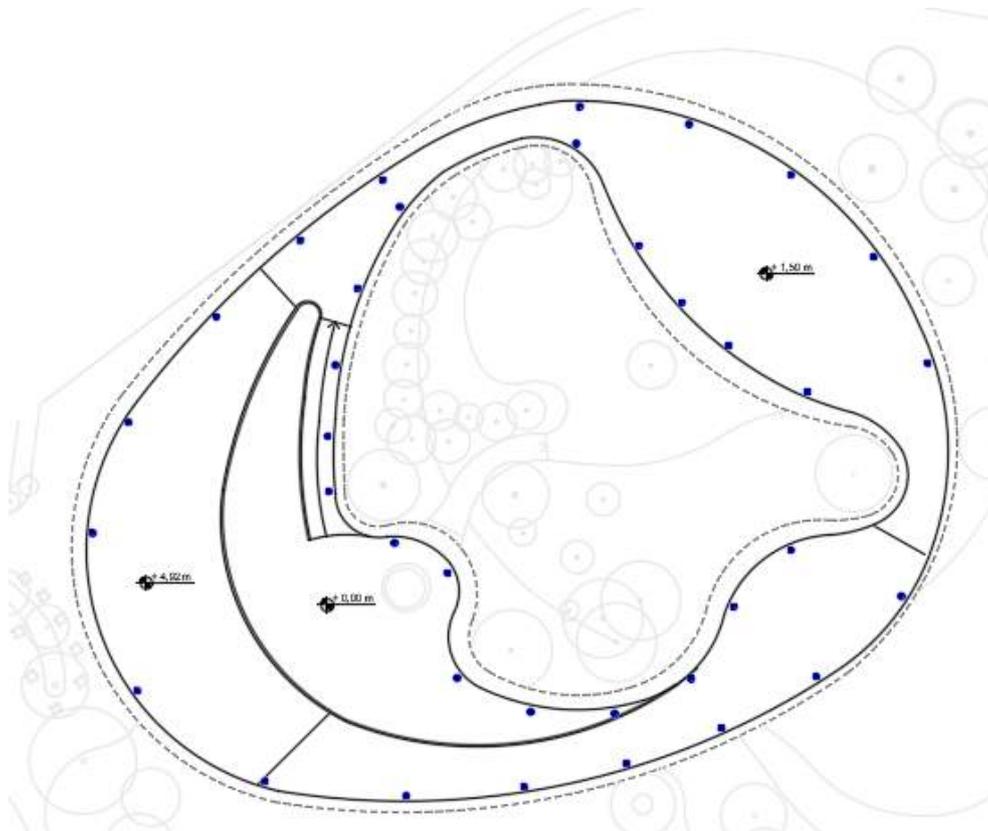
El entrepiso forma parte de la trama del recorrido del museo, al cual se puede acceder por medio de tres rampas que lo conectan con las distintas plantas del mismo.

Debajo del entrepiso y de las rampas, existen una serie de muros que dividen los distintos locales. Debido a la gran densidad de muros que hay distribuidos, y la necesidad de que varios de ellos actúen de muros de contención de los lugares que se encuentran enterrados, sumado a las formas curvas que tienen, consideramos preferente que todos ellos sean tabiques de hormigón armado de 20 cm de espesor, que además de facilitar la construcción de los muros, brindan múltiples apoyos a las losas de entrepiso y a las rampas.

Como estas losas estarán sometidas a grandes cargas de uso debido a las personas que pueden transitar por el museo y las obras de arte que se expongan, consideramos que la mejor solución es la de realizar losas de hormigón armado, sostenidas por los tabiques y por sistemas de vigas distribuidas de tal forma que no se necesiten losas tan voluminosas.

Es posible distribuir vigas casi en cualquier dirección debido a la gran cantidad de tabiques de apoyo.

En conclusión, decidimos que el hormigón armado es nuestra mejor opción para esta parte del museo por muchos factores tales como: aspectos constructivos, de resistencia y de durabilidad.



IV. ANALIZAR LA ESTRUCTURA DE SOPORTE DE LOS PANELES VIDRIADOS LATERALES, Y DEFINIR EL TIPO DE VIDRIO A UTILIZAR:Introducción:

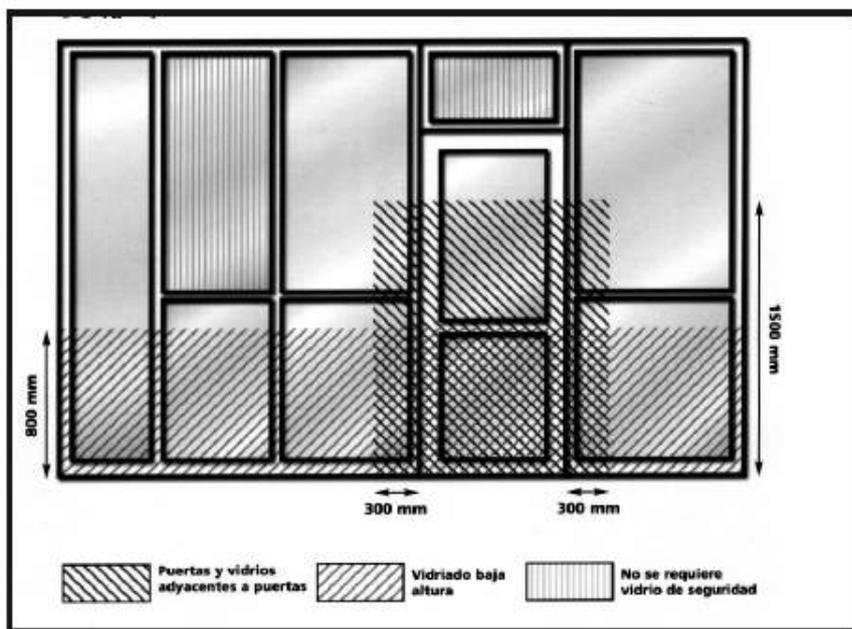
Al ser un museo una obra en donde se congregarán grandes cantidades de personas constantemente, planteamos como enfoque principal para el cerramiento lateral la seguridad.

Cuando hablamos de seguridad debemos tener en cuenta dos conceptos diferentes, el referido a la seguridad de las personas (safety) y el referido a la seguridad de los bienes (security).

- Seguridad de las personas (SAFETY):

Desde el punto de vista de la seguridad de las personas, un vidrio de seguridad es aquél que no se rompa, o si se rompe, lo hace en forma segura (sin astillas cortantes).

Por otro lado, un área de riesgo es toda aquella superficie vidriada que, por su posición, función o características del entorno de colocación, presenta exposición al impacto de las personas y/o riesgo físico en caso de rotura de los vidrios.



EJEMPLOS DE ÁREAS DE RIESGO

Los vidrios de seguridad son de dos tipos:

- **Vidrio Templado:** Se consigue calentando el vidrio recocido en un horno a una temperatura aproximada de 650°C y enfriando seguidamente sus superficies de forma rápida, provocando que éstas solidifiquen primero que la masa interior. Este proceso crea una elevada compresión en las caras exteriores del vidrio hasta aproximadamente un 20% del espesor de la placa, mientras que en el centro queda la masa en tensión.

Las tensiones de compresión que se consiguen varían entre los 90 y los 150 MPa y evitan que las fisuras superficiales se puedan propagar.

Posee mayor capacidad para resistir esfuerzos de tracción que un vidrio común y por otro lado, si rompe se desintegra en pequeños fragmentos que no causan heridas cortantes o lacerantes serias como las que causarían los bordes filosos de pequeños trozos de vidrio recocido.

Los vidrios templados exhiben grandes valores de resistencia a flexión debido a esta compresión superficial interna, análogamente al caso del hormigón pretensado. En muchas aplicaciones el dimensionado de las placas de vidrio templado viene limitado por las deformaciones más que por el nivel tensional.

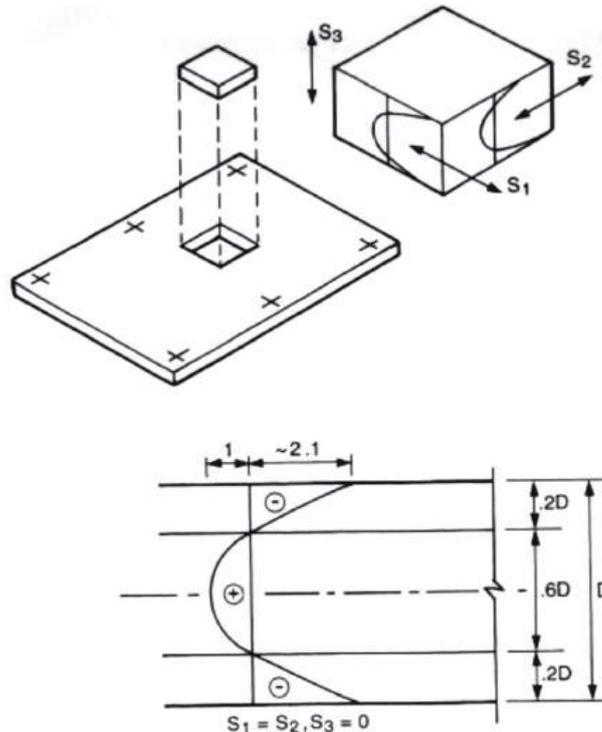


Fig.5 . Diagrama de tensiones en un vidrio templado.

Se ha determinado que la resistencia del vidrio templado en zonas donde se han practicado taladros es aproximadamente la misma que la de una placa infinita, lo que hace del vidrio templado la mejor opción para fijaciones puntuales.

- **Vidrio Laminado:** El vidrio laminado consiste en el pegado de dos o más componentes de vidrio recocido mediante el uso de láminas plásticas transparentes, la más habitual de las cuales es de Butiral de Polivinilo (PBV). La rigidez y resistencia del vidrio laminado han sido y están aún siendo evaluadas en muchas aplicaciones, de manera demasiado conservadora. Los sistemas de dimensionamiento proporcionados por fabricantes y por algunas normativas penalizan el vidrio laminar frente a un vidrio monolítico del mismo espesor.

El origen de esta consideración se basa en un trabajo publicado por J.A. Hooper en el que estudiaba la capacidad portante de vigas de vidrio laminado. Hooper concluyó que el comportamiento del vidrio laminado estaba entre dos límites: El límite monolítico y el límite estratificado.

En el primer caso el laminado se comporta de forma equivalente a un monolítico del mismo espesor mientras que en el segundo caso las dos láminas de vidrio deslizan entre sí obteniéndose una resistencia mitad a la del monolítico equivalente.

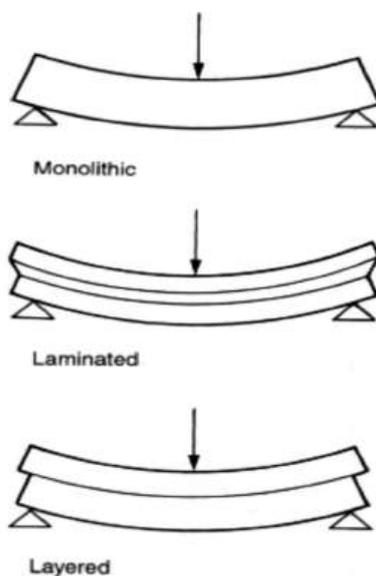


Fig.8. Comportamiento a) monolítico, b) laminado, c) estratificado

En caso de rotura los trozos de vidrio roto quedan adheridos a la lámina de PVB impidiendo su desprendimiento y caída, manteniendo el conjunto dentro del marco y sin interrumpir la visión. También en caso de impacto de personas u objetos, actúa como barrera de protección y retención, evitando su traspaso y caída al vacío.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

- Seguridad de los bienes (SECURITY):

Cuando se busca asegurar los bienes que se encuentran en el interior de una vivienda, local o edificio, las soluciones a adoptar desde el punto de vista de los vidrios, serán diferentes según sean las situaciones de riesgo a que se esté expuesto, pudiéndose distinguir:

- Protección contra vandalismo.
- Protección contra explosiones.
- Protección contra balas.

En nuestro caso es necesario un vidrio anti vandalismo, ya que se trata de impedir el ingreso de los delincuentes a través de las ventanas y vidrios que, generalmente, son los puntos más débiles de un edificio.

Para estos casos, el vidrio laminado es una efectiva barrera, pues impide la rotura rápida del vidrio y el ingreso a través del mismo ya que el delincuente no podrá realizar un hueco suficientemente grande ni suficientemente rápido.

Se deberá elegir que composición de vidrio laminado se seleccionará (tipo de vidrio y cantidad de PVB) en función del tipo de ataque que se espera recibir o se desea que sea capaz de soportar.

Sistema a adoptar:

El museo tiene la particularidad de ir variando su curvatura punto a punto, por lo que se estudió la posibilidad de utilizar vidrios curvos o rectos, sostenidos mediante sistemas de montantes de aluminio.

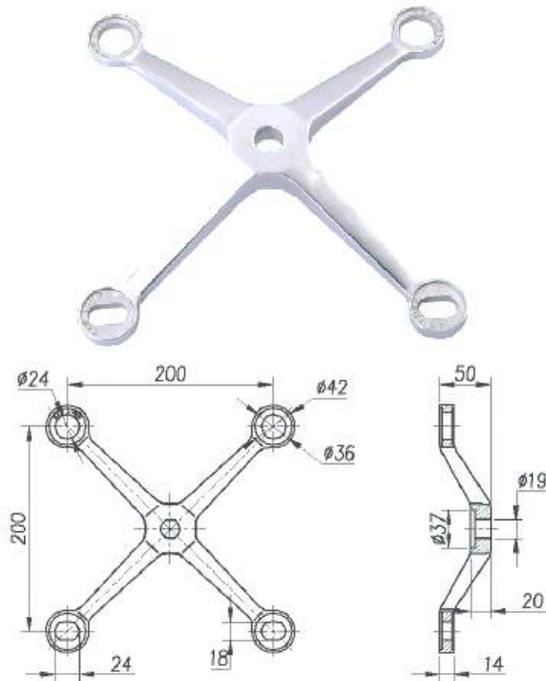
Sin embargo consultando a distintos profesionales e investigando sobre los sistemas utilizados descubrimos que un sistema muy utilizado actualmente por su simplicidad constructiva es el “Sistema Spider”.

Éste es un sistema de vidriado en el que se utilizan elementos de sujeción metálicos de diseño especial denominados arañas; que a través de elementos tubulares y/o tensores soportan el peso propio del vidrio y fuerzas externas como viento, lluvia y sismos.

Gracias al sistema de rótulas se pueden construir fachadas curvas con diferentes grados de curvatura, lo que lo hace idóneo para este proyecto.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Se muestra a continuación algunos herrajes y accesorios del sistema:



(SPIDER PARA 4 PANELES)

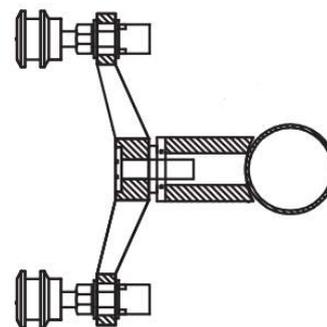


(PERNO TF12 PARA DVH)



F/A01-M18-R54

(TORNILLO DE ANCLAJE PARA TUBO REDONDO)



(DETALLE GRAL.)

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL



V. ANÁLISIS DE LAS CARGAS DE VIENTO EN UNA GEOMETRÍA INUSUAL

Se determinarán las presiones de viento según reglamento CIRSOC 102/2005 por el Método Analítico para edificios de todas las alturas y SPRFV para poder hacer una comparación con las presiones obtenidas mediante un Software de Túnel de Viento.

- ✓ *Ubicación:* Rosario, Santa Fe, Argentina.
- ✓ *Topografía:* Homogénea.
- ✓ *Terreno:* Costero, Abierto.
- ✓ *Configuración:*

Estructural: En la cubierta se realizará una Estéreo Estructura la cual se conecta al suelo mediante columnas de sección circular.

Revestimientos: Paneles de vidrio rectos sujetos mediante Sistema Spider.

- ✓ *Exposición y clasificación del edificio:* El terreno se ubica en una zona costera, por lo que corresponde la categoría de exposición “D”.



Se considera que en el museo entrarán más de 300 personas simultáneamente, y le corresponde por lo tanto la Categoría “III”.

- ❖ Presiones Dinámicas:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I$$

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Dónde:

K_z : Coeficiente de exposición para la presión dinámica.

K_{zt} : Factor topográfico.

K_d : Factor de direccionalidad del viento.

V : Velocidad básica del viento.

I : Factor de importancia.

El factor topográfico por ser terreno plano es: $K_{zt} = 1,00$

El factor de direccionalidad para edificios, tanto para Sistema principal resistente a la fuerza de viento, como para Componentes y revestimientos es: $K_d = 0,85$

La velocidad básica del viento para Rosario, correspondiente de considerar un período de recurrencia de 50 años es: $V = 50 \text{ m/s}$

El factor de importancia para categoría **III** es: $I = 1,15$

Los coeficientes de exposición K_z y la presión dinámica obtenida se muestran en la siguiente tabla:

Z [m]	k_z [-]	q_z [N/m ²]
0,00 - 5,00	1,05	1568,00
6,00	1,08	1618,50
7,50	1,12	1682,50
9,55	1,17	1754,70
10,28	1,19	1777,20
11,00	1,20	1798,40

✓ Presiones de diseño para SPRFV:

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i(G \cdot C_{pi})$$

Dónde:

q : q_z para paredes a barlovento, evaluada a la altura z sobre el terreno.

q : q_h para paredes a sotavento, paredes laterales y cubierta, evaluada a la altura media de cubierta h .

q_i : q_h para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados.

G : el factor de efecto de ráfaga.

C_p : el coeficiente de presión externa.

(GC_{pi}) : el coeficiente de presión interna.

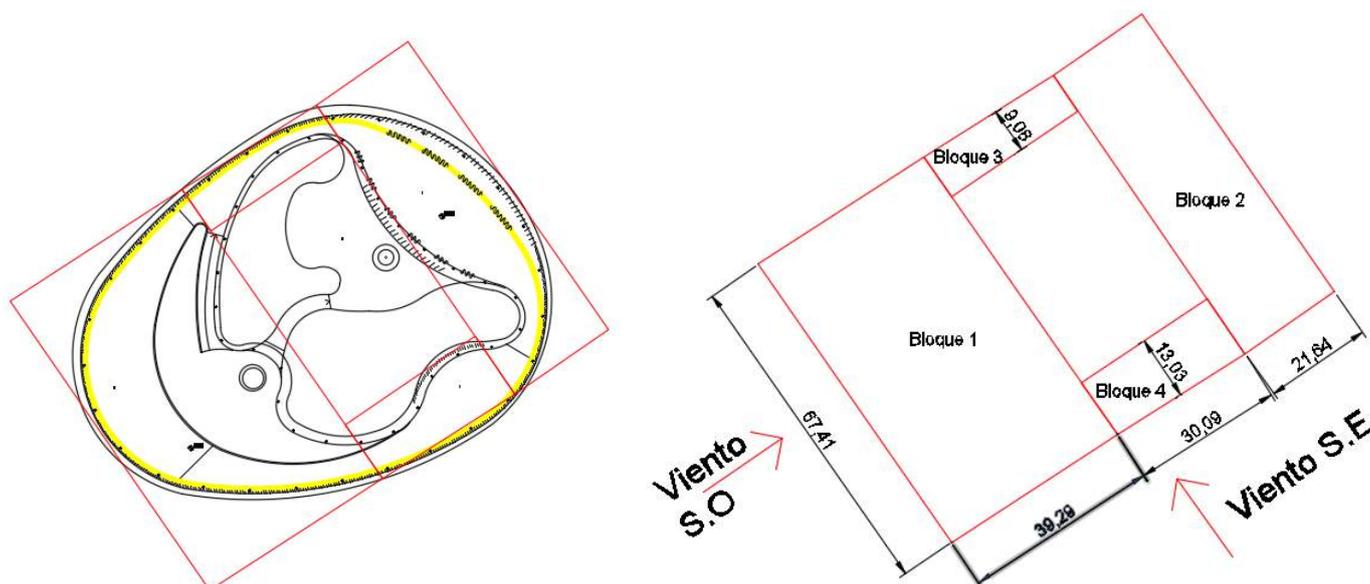
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

El factor de efecto ráfaga adoptado es: $G = 0,85$

El coeficiente de presión interna, al tratarse de un edificio cerrado, es: $(GC_{pi}) = \pm 0,18$.

El principal problema para determinar las presiones de diseño para esta obra con este método es que para obtener el coeficiente de presión externa C_p , éste depende de la relación de lados del obstáculo analizado (L/B) y (h/L) , y no se cuenta con una geometría tan simple para definir estos parámetros. Además el museo cuenta con un patio interno, donde se desconocen los efectos que puede causar el viento ahí dentro.

Por todo esto se decidió descomponer la geometría del museo en formas simples que nos permitan definir estos parámetros y obtener un primer análisis de las presiones que afectan a la obra:



El viento se analizó en las dos direcciones ortogonales a la obra, ya que estas son las direcciones en las que se orientaran las estructuras principales.

Viento S.O - Bloque Nº 1

L	39,29	m
B	67,41	m
L/B	0,58	-
h	10,28	m
h/L	0,26	-

Paredes	
Superficie	Cp
Pared a barlovento	0,80
Pared a sotavento	-0,50
Paredes laterales	-0,70

Cubierta	
-	Cp
d = h	-0,90
d = h a 2h	-0,50
d => 2h	-0,30

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Superficie	z(m)	q	Cp	p (GCPI +)	p (GCPI -)
Pared a barlovento	0-5	1567,97	0,80	746,32	1386,12
	6,00	1618,48	0,80	780,67	1420,47
	7,50	1682,53	0,80	824,22	1464,02
	9,55	1754,74	0,80	873,33	1513,12
Pared a sotavento	-	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
Paredes laterales	-	1777,21	-0,70	-1377,34	-737,54
Cubierta a Barlovento	d = h	1777,21	-0,90	-1679,47	-1039,67
	d = h a 2h	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
	d => 2h	1777,21	-0,30	-773,09	-133,29

Viento S.O - Bloque 2

L	21,64	m
B	67,41	m
L/B	0,32	-
h	10,28	m
h/L	0,47	-

Paredes	
Superficie	Cp
Pared a barlovento	0,80
Pared a sotavento	-0,50
Paredes laterales	-0,70

Cubierta	
-	Cp
d = h	-0,90
d = h a 2h	-0,50
d => 2h	-0,30

Superficie	z(m)	q	Cp	p (GCPI +)	p (GCPI -)
Pared a barlovento	0-5	1567,97	0,80	746,32	1386,12
	6,00	1618,48	0,80	780,67	1420,47
	7,50	1682,53	0,80	824,22	1464,02
	9,55	1754,74	0,80	873,33	1513,12
	10,28	1777,21	0,80	888,61	1528,40
	11,00	1798,41	0,80	903,02	1542,82
Pared a sotavento	-	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
Paredes laterales	-	1777,21	-0,70	-1377,34	-737,54
Cubierta a Barlovento	d = h	1777,21	-0,90	-1679,47	-1039,67
	d = h a 2h	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
	d => 2h	1777,21	-0,30	-773,09	-133,29

Viento S.O - Bloque 3 y 4

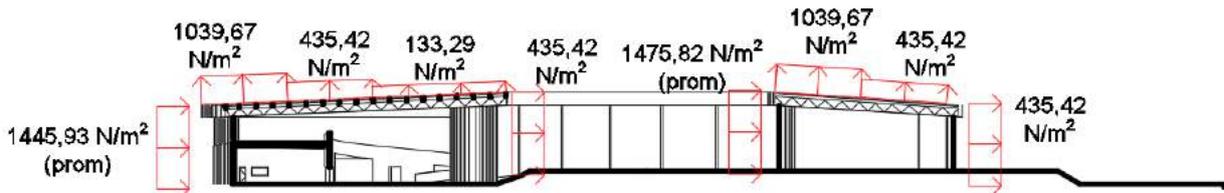
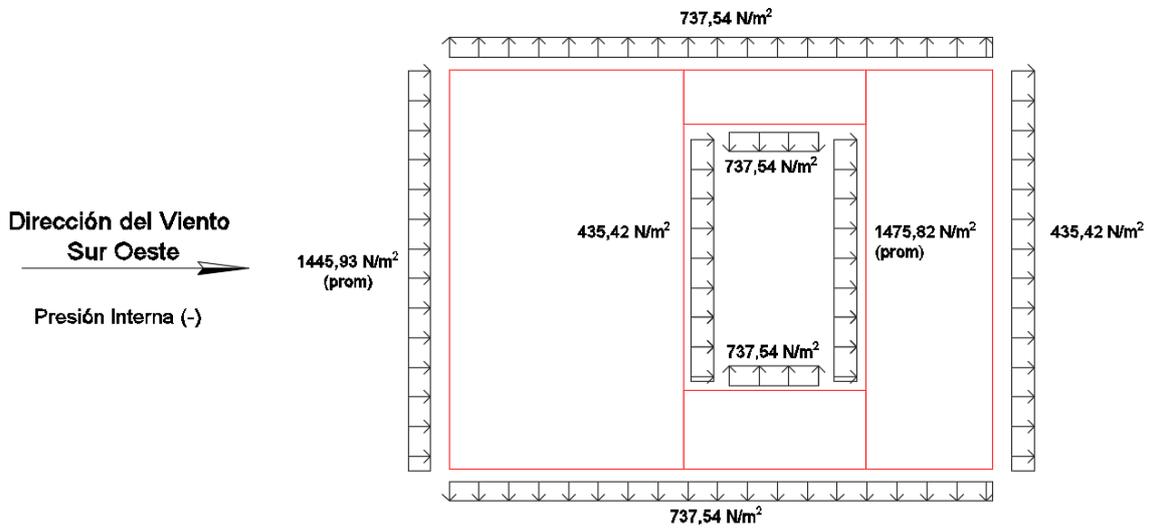
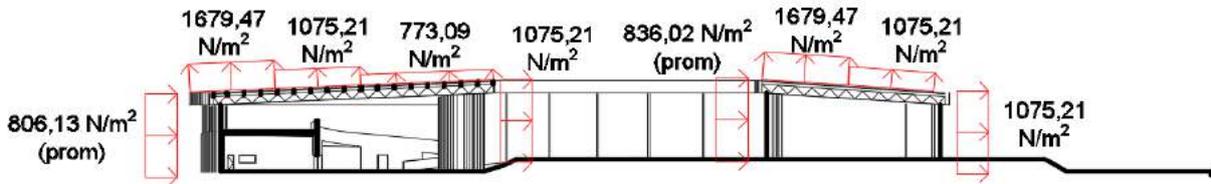
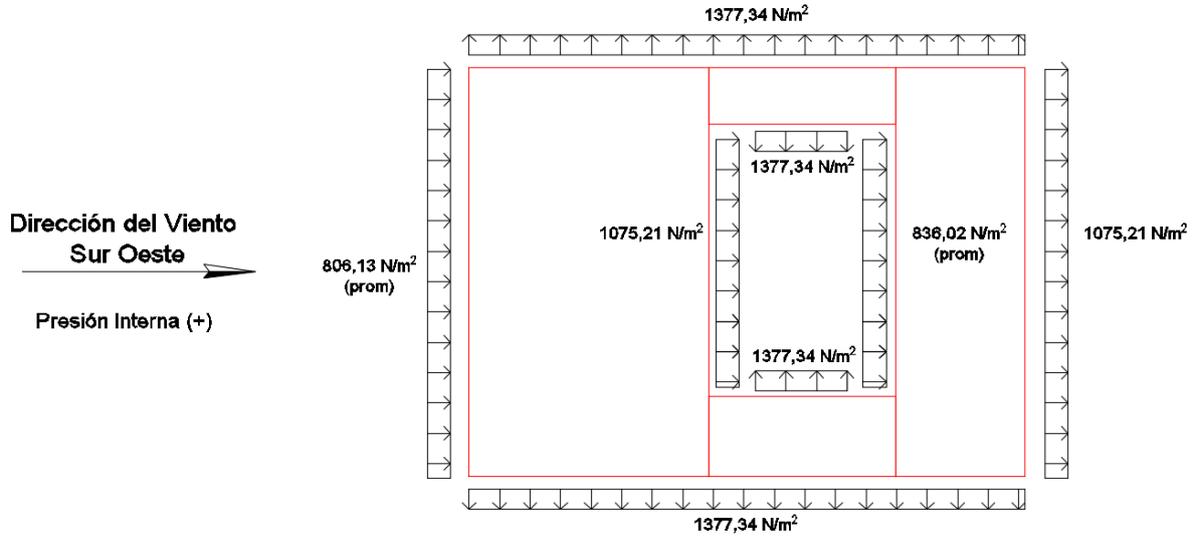
L	30,09	m
B	13,03	m
L/B	2,31	-
h	10,28	m
h/L	0,34	-

Paredes	
Superficie	Cp
Pared a barlovento	-
Pared a sotavento	-
Paredes laterales	-0,70

Cubierta	
-	Cp
d = h	-0,90
d = h a 2h	-0,50
d => 2h	-0,30

Superficie	z(m)	q	Cp	p (GCPI +)	p (GCPI -)
Pared a barlovento	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
Pared a sotavento	-	-	-	-	-
Paredes laterales	-	1777,21	-0,70	-1377,34	-737,54
Cubierta a Barlovento	d = h	1777,21	-0,90	-1679,47	-1039,67
	d = h a 2h	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
	d => 2h	1777,21	-0,30	-773,09	-133,29

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Viento S.E - Bloque Nº 1

L	67,41	m
B	39,29	m
L/B	1,72	-
h	10,28	m
h/L	0,15	-

Paredes	
Superficie	Cp
Pared a barlovento	0,8
Pared a sotavento	-0,35
Paredes laterales	-0,7

Cubierta	
-	Cp
d=h	-0,9
d=h a 2h	-0,5
d=>2h	-0,3

Superficie	z(m)	q	Cp	p (GCPI +)	p (GCPI -)
Pared a barlovento	0-5	1567,97	0,80	746,32	1386,12
	6,00	1618,48	0,80	780,67	1420,47
	7,50	1682,53	0,80	824,22	1464,02
	9,55	1754,74	0,80	873,33	1513,12
Pared a sotavento	-	1777,21	-0,35	-848,62	-208,82
Paredes laterales	-	1777,21	-0,70	-1377,34	-737,54
Cubierta a Barlovento	d = h	1777,21	-0,90	-1679,47	-1039,67
	d = h a 2h	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
	d => 2h	1777,21	-0,30	-773,09	-133,29

Viento S.E - Bloque Nº 4

L	13,03	m
B	30,09	m
L/B	0,43	-
h	10,28	m
h/L	0,79	-

Paredes	
Superficie	Cp
Pared a barlovento	0,80
Pared a sotavento	-0,50
Paredes laterales	-0,70

Cubierta	
-	Cp
d=h/2	-1,30
d=>h/2	-0,70

Superficie	z(m)	q	Cp	p (GCPI +)	p (GCPI -)
Pared a barlovento	0-5	1567,97	0,80	746,32	1386,12
	6,00	1618,48	0,80	780,67	1420,47
	7,50	1682,53	0,80	824,22	1464,02
	9,55	1754,74	0,80	873,33	1513,12
Pared a sotavento	-	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
Paredes laterales	-	-	-	-	-
Cubierta a Barlovento	d = h/2	1777,21	-1,30	-2283,72	-1643,92
	d => h/2	1777,21	-0,70	-1377,34	-737,54

Viento S.E - Bloque Nº 3

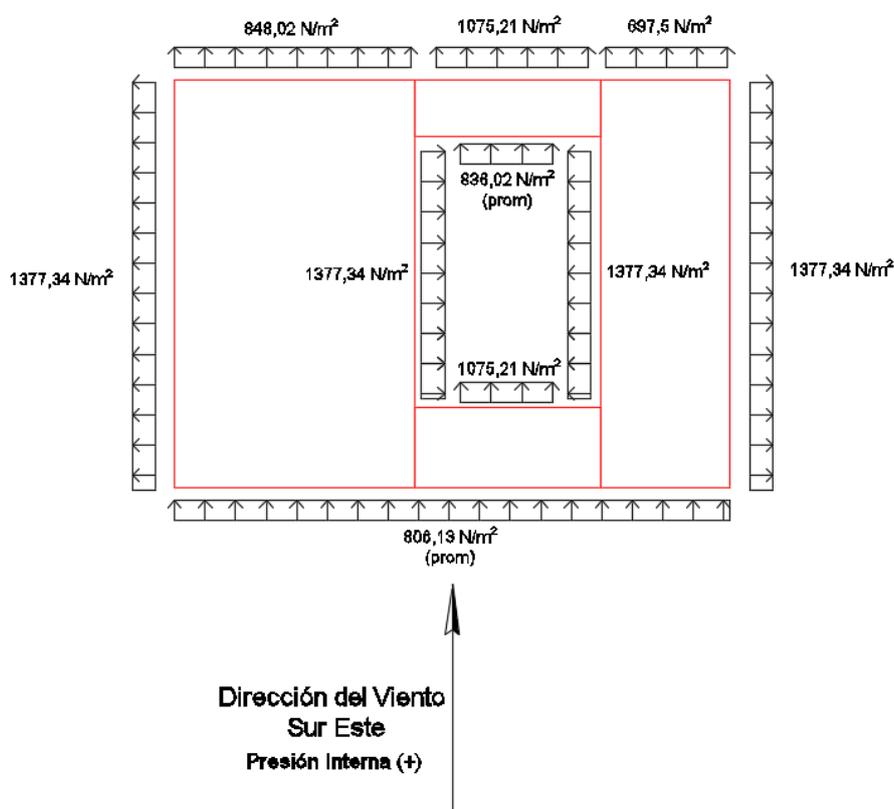
L	9,08	m
B	30,09	m
L/B	0,30	-
h	10,28	m
h/L	1,13	-

Paredes	
Superficie	Cp
Pared a barlovento	0,80
Pared a sotavento	-0,50
Paredes laterales	-0,70

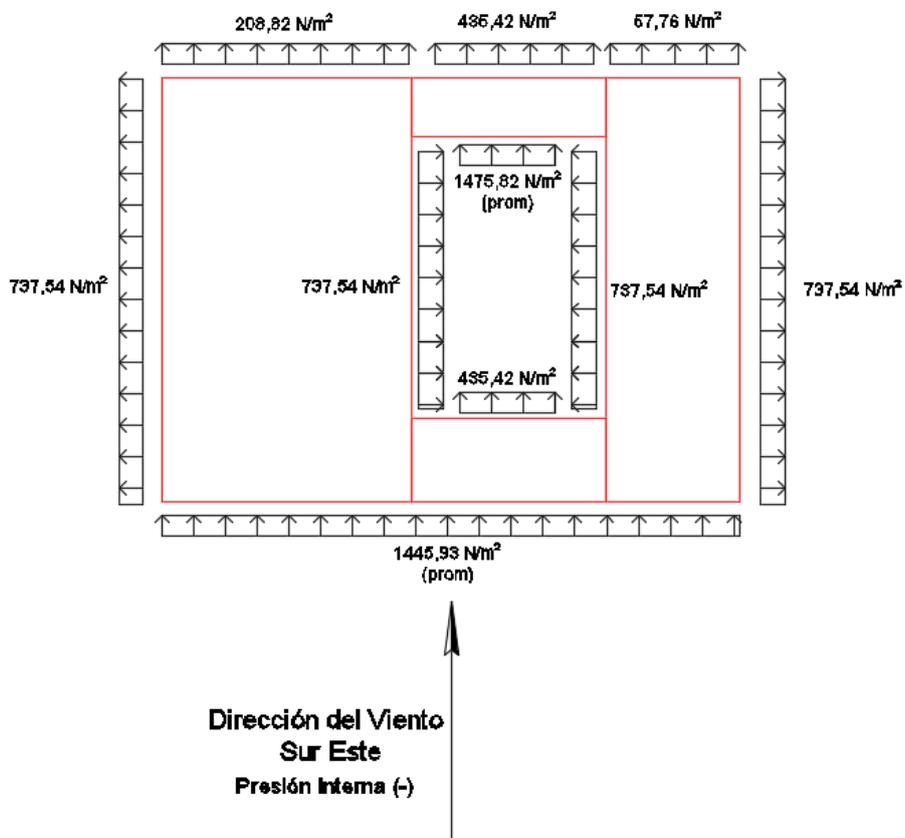
Cubierta	
-	Cp
d=h/2	-1,30
d=>h/2	-0,70

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Superficie	z(m)	q	Cp	p (GCPI +)	p (GCPI -)
Pared a barlovento	0-5	1567,97	0,80	746,32	1386,12
	6,00	1618,48	0,80	780,67	1420,47
	7,50	1682,53	0,80	824,22	1464,02
	9,55	1754,74	0,80	873,33	1513,12
	10,28	1777,21	0,80	888,61	1528,40
	11,00	1798,41	0,80	903,02	1542,82
Pared a sotavento	-	1777,21	-0,50	-1075,21	-435,42
Paredes laterales	-	-	-	-	-
Cubierta a Barlovento	d = h/2	1777,21	-1,30	-2283,72	-1643,92
	d => h/2	1777,21	-0,70	-1377,34	-737,54



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

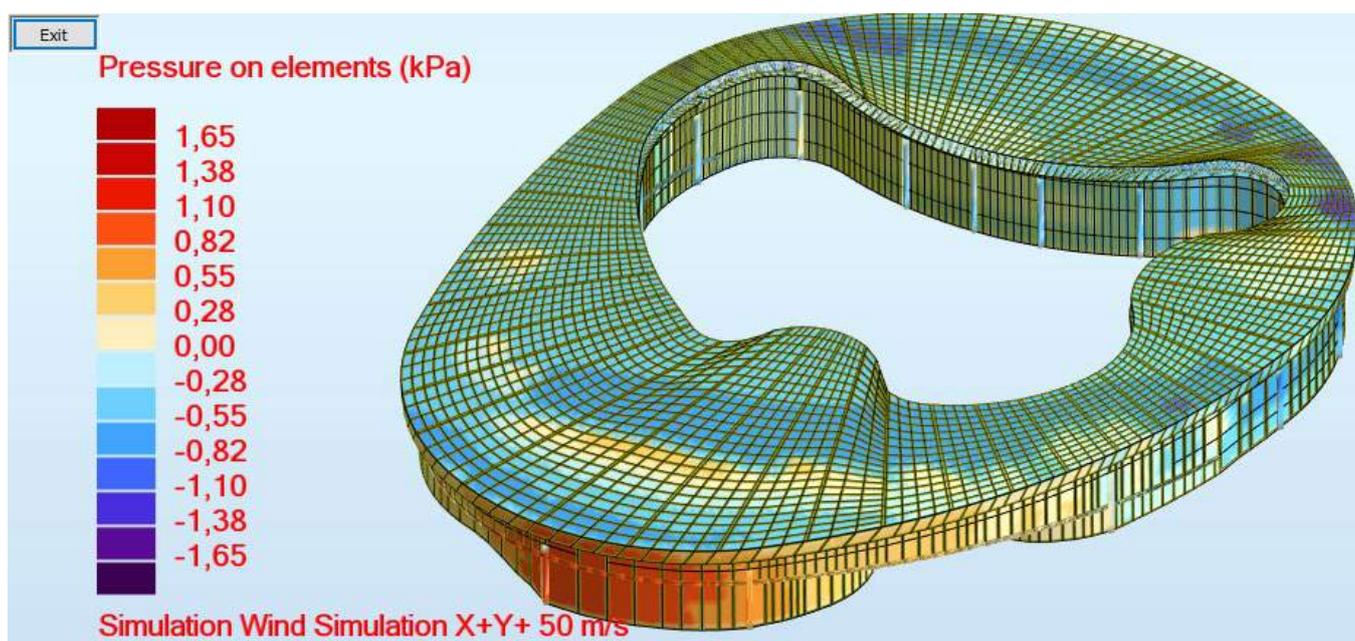
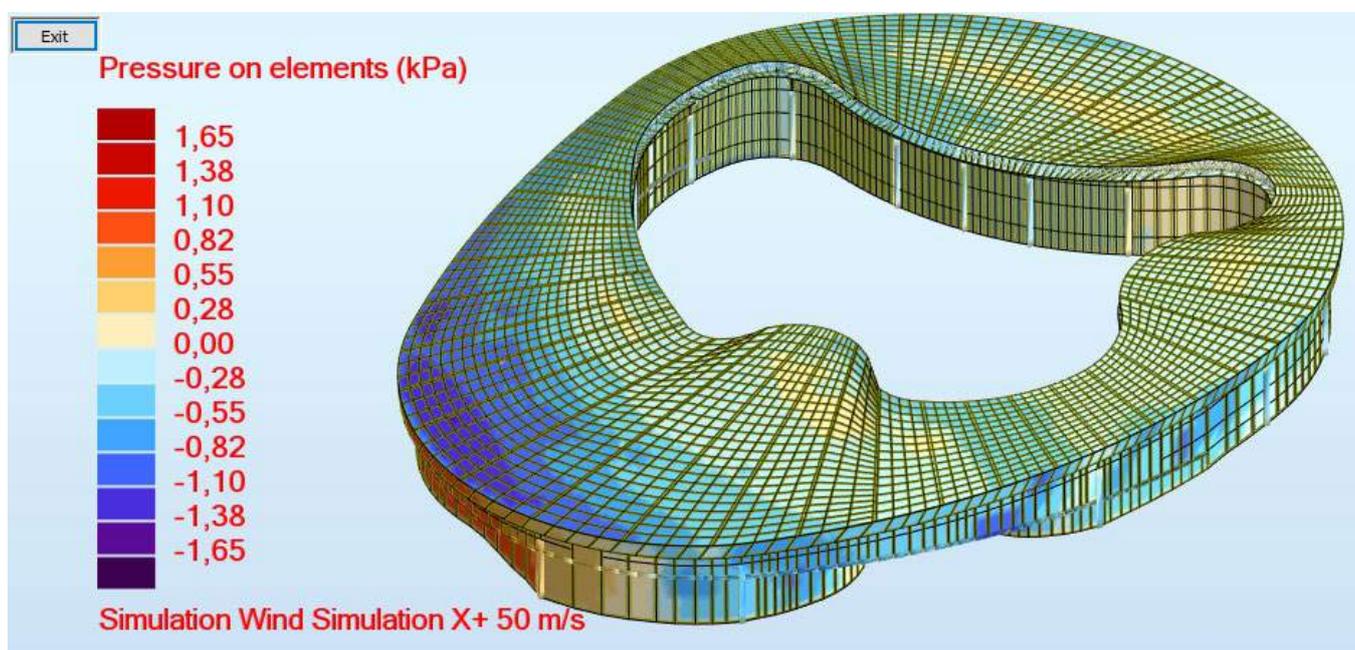


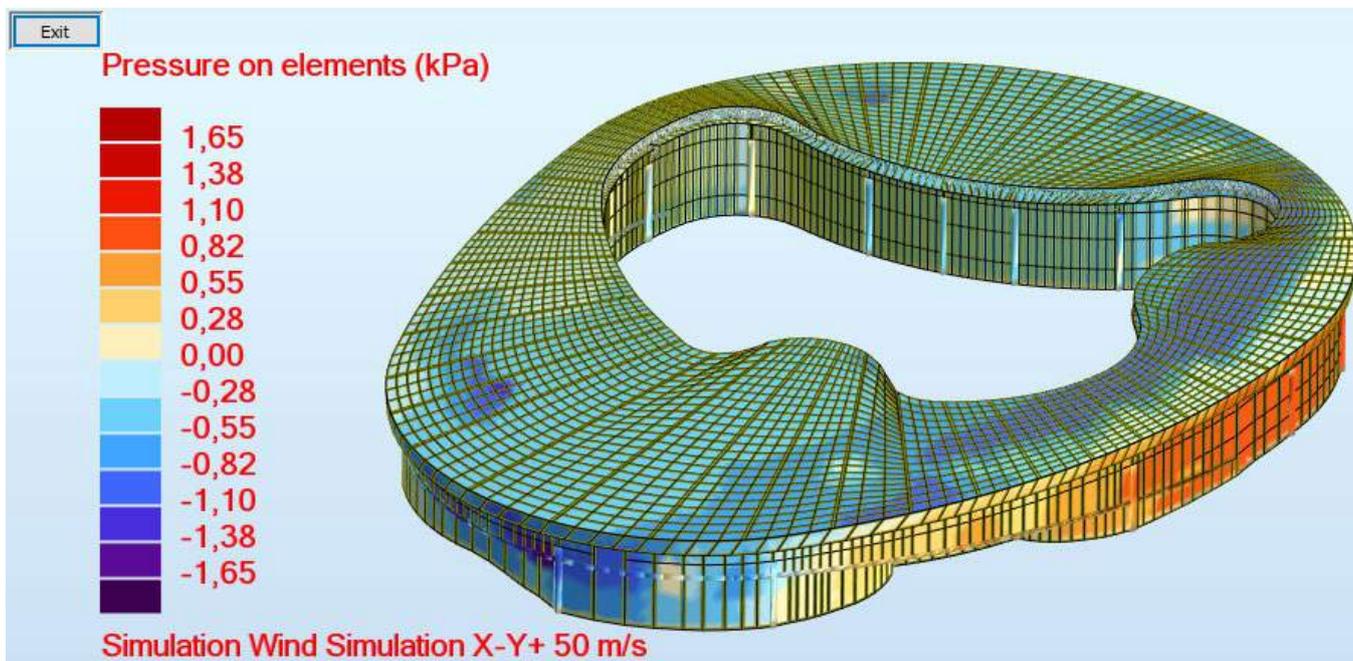
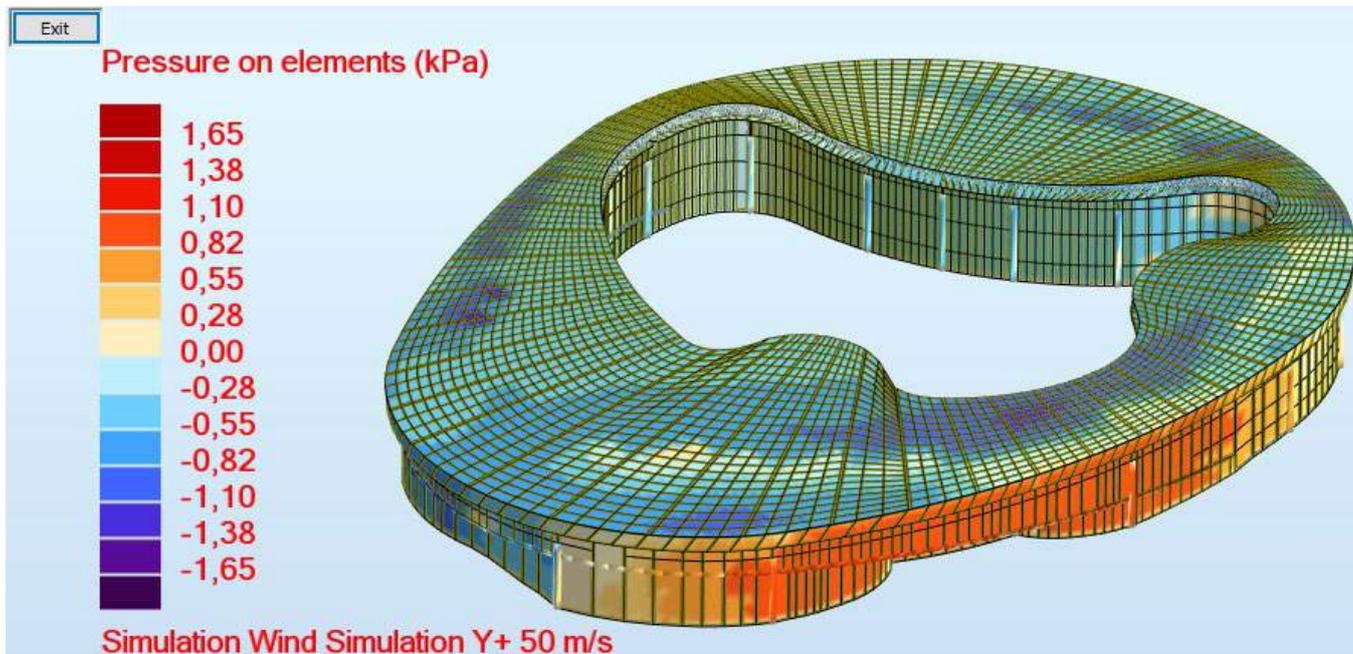
Como el procedimiento utilizado para obtener estas presiones es el resultado de una aproximación y no tenemos la certeza de que las presiones tengan esa magnitud y distribución, analizamos dicho comportamiento a través de un software especializado de simulación en túnel de viento.

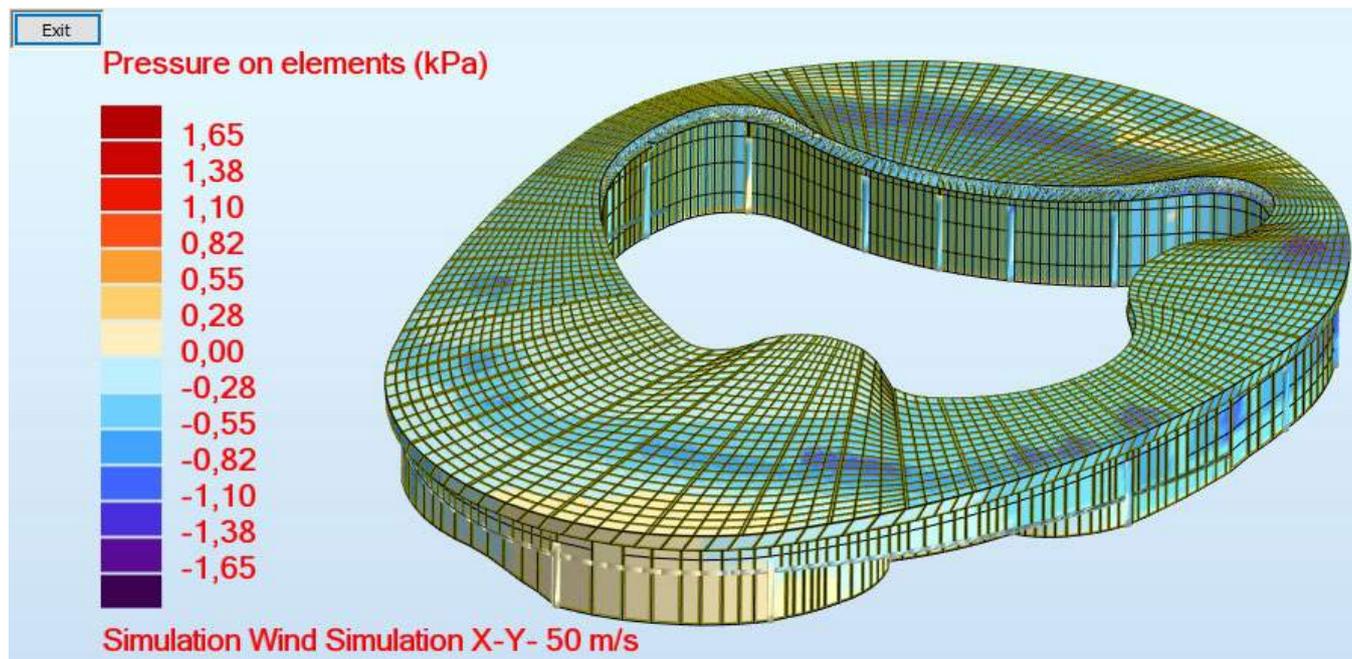
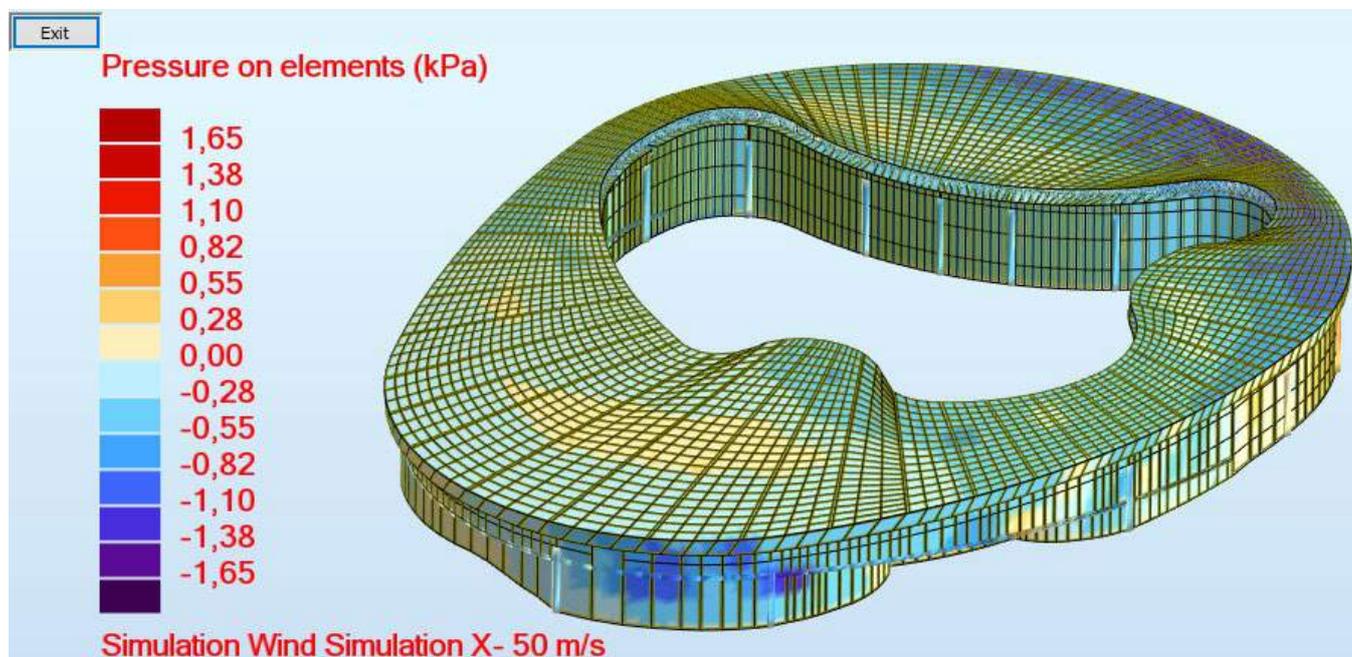
✓ Presiones de diseño para componentes y revestimientos:

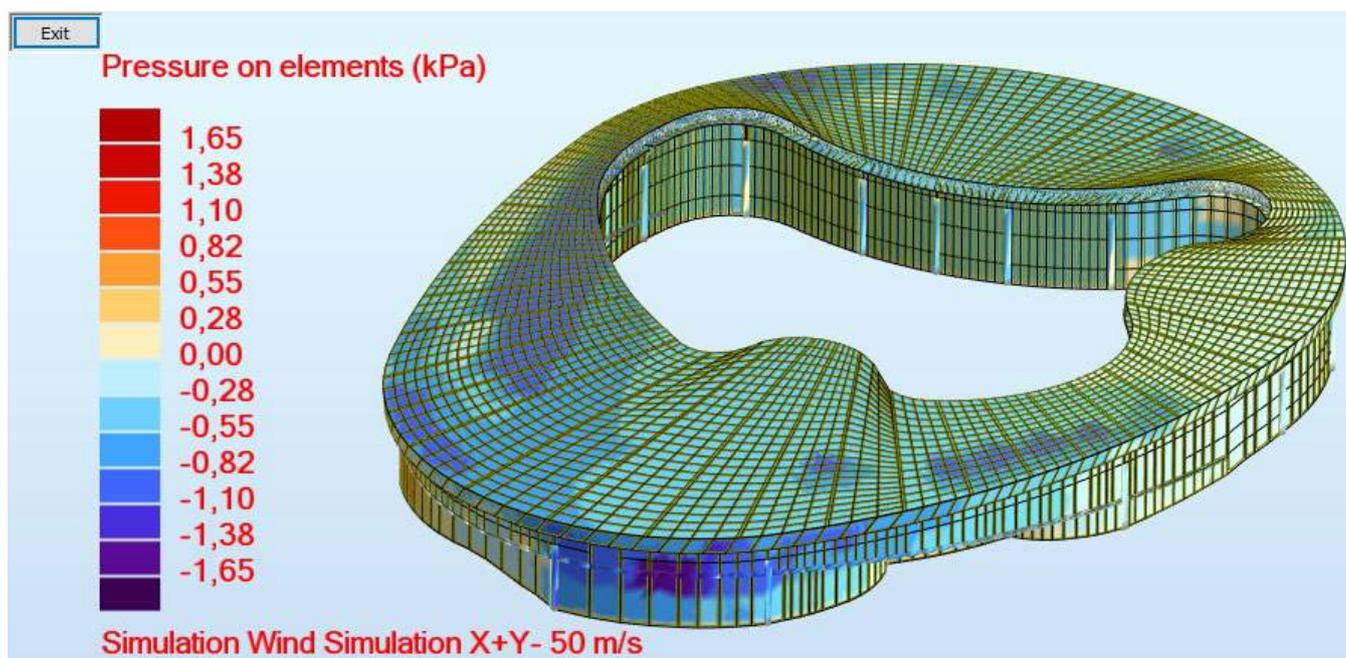
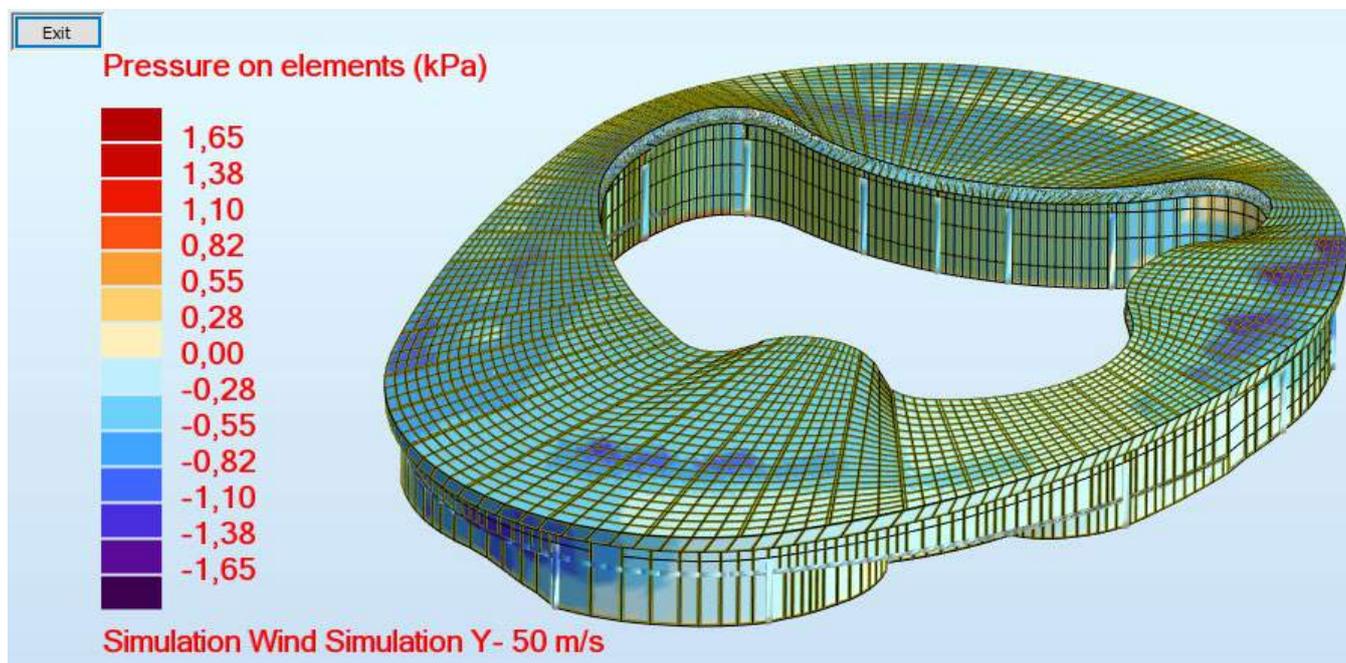
Las presiones para componentes y revestimientos para la geometría analizada carecen de sentido ya que las pendientes de la cubierta cambian punto a punto. Es por esto que se utilizó un software de elementos finitos para la modelización de las presiones de viento, el cual trabaja simulando un túnel de viento.

Se utilizó Robot Structural Analysis Professional 2018 para dicha modelización. A continuación se muestran las presiones obtenidas para las ocho direcciones posibles:









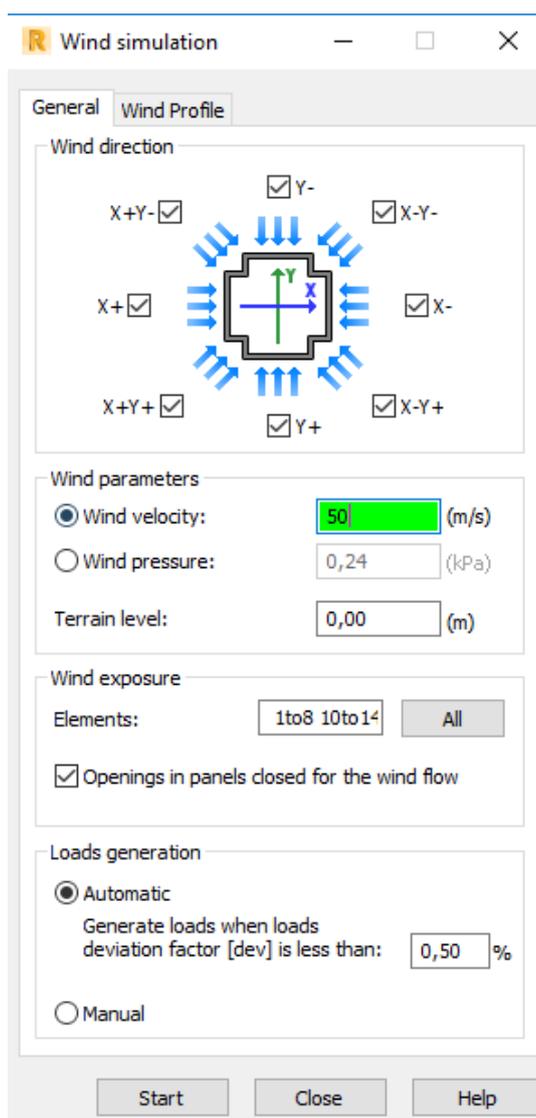
Como se puede observar, al tener una geometría compleja, la distribución de presiones es igualmente de compleja. Por lo que hace impensable la utilización del Reglamento CIRSOC 102 para el cálculo de viento en SPRFV o en Componentes y Revestimientos.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Una cualidad muy interesante del programa es la de poder determinar cuáles elementos recibirán las presiones de viento a través del método trapezoidal de distribución de cargas, eligiendo si debe analizarse o no en cada uno. Eso permite que las presiones se distribuyan en los Sistemas Resistentes a las Fuerzas del Viento y que no se absorban cargas en elementos que no estarán preparados para resistirlas.

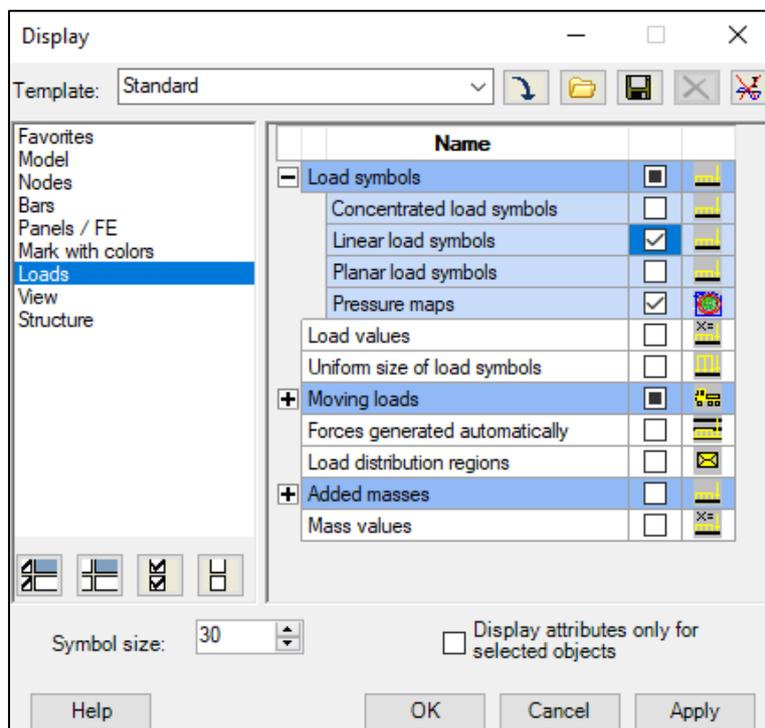
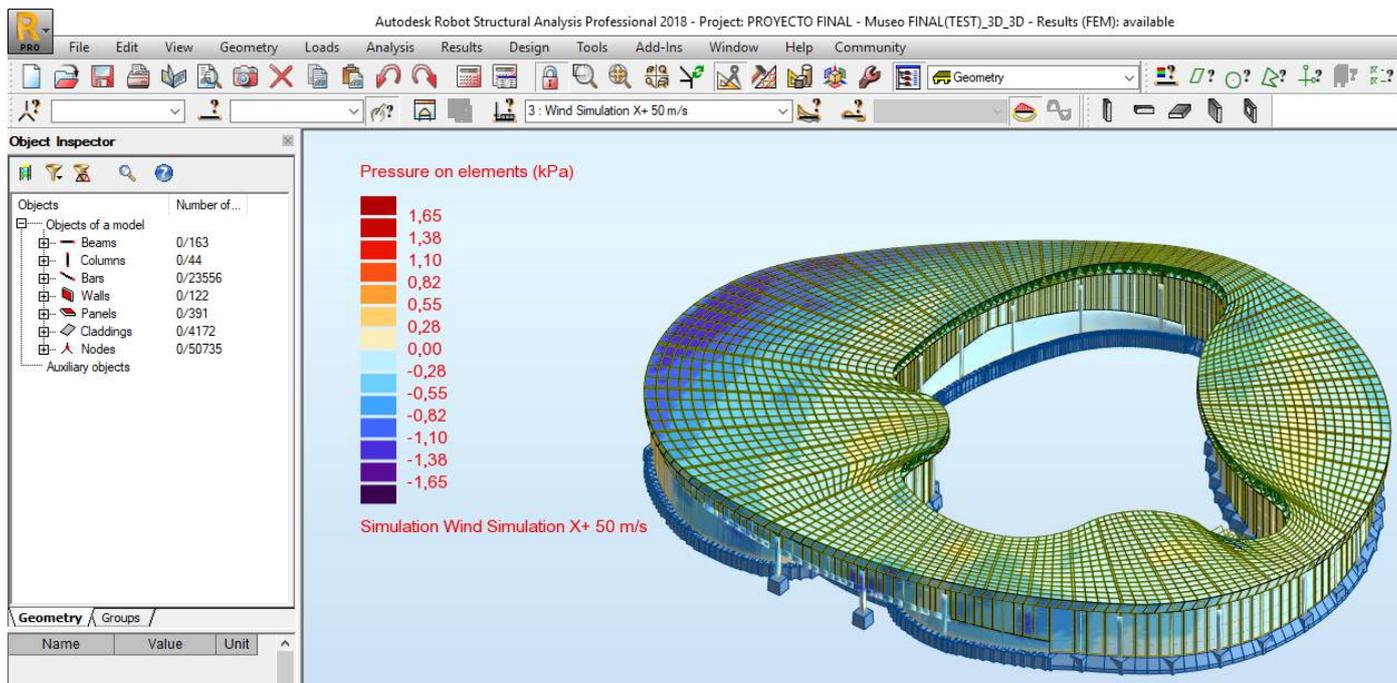
Al modelar el cerramiento en el Software de Elementos Finitos se debe tener cuidado de realizar paneles rectos en su plano, ya que al querer hacer un mallado de la superficie receptora de las presiones de viento, se producirán errores en las intersecciones de voladizos y demás.

Luego de varios modelados y pruebas en el mallado de las superficies, se obtuvo la geometría que se muestra en las imágenes anteriores, la cual está lista para someterse al análisis de túnel de viento. Se debe introducir la velocidad del viento, altura del terreno natural, direcciones a estudiar, el grado de precisión a analizar y los elementos receptores del viento. A su vez se pueden modificar los factores de presión realizando un perfil altimétrico de la estructura:



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

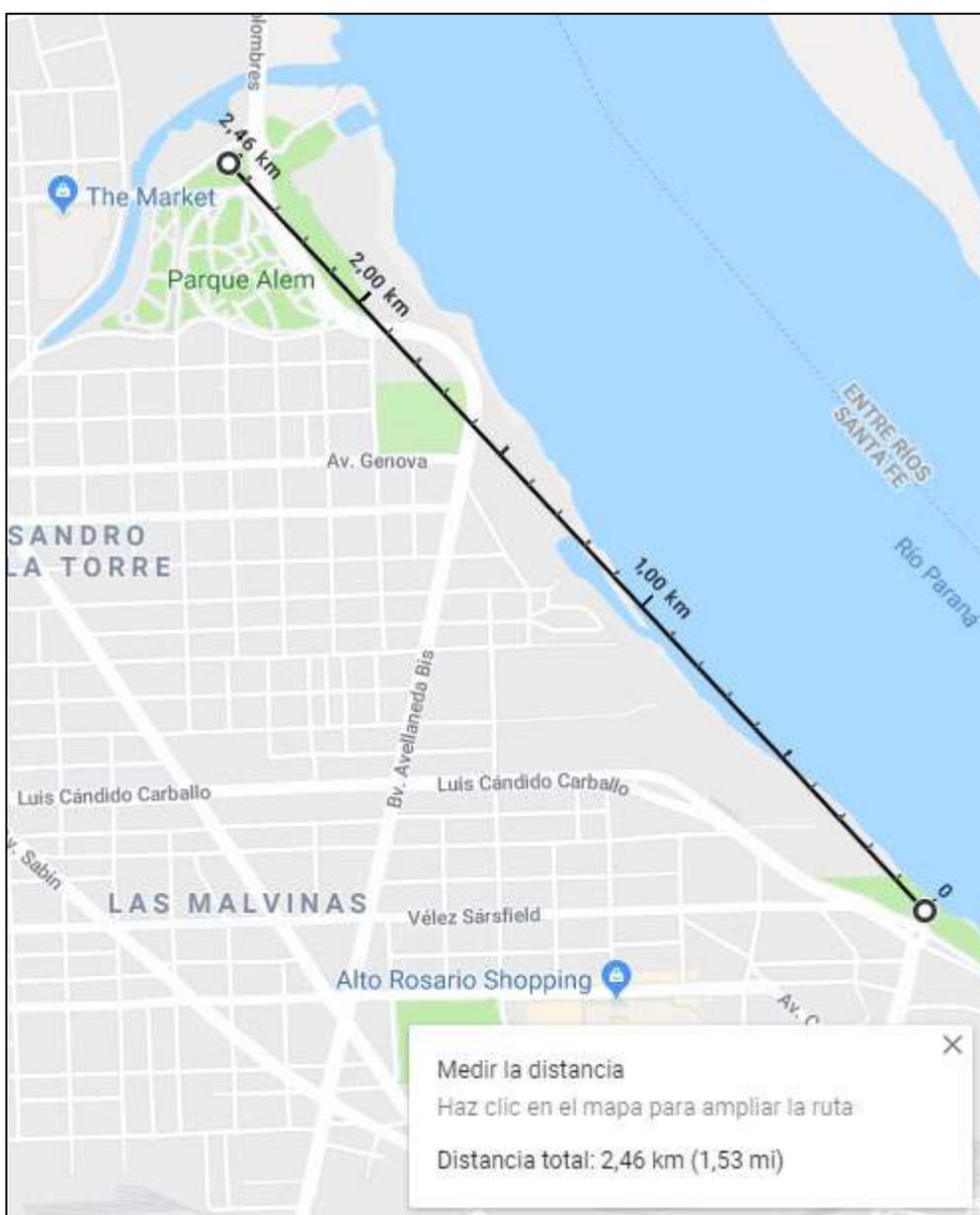
Una vez definidos todos esos parámetros, se empiezan a generar las cargas de viento en toda la estructura y se crean automáticamente estados de carga para cara dirección de viento analizada. Eso permite poder generar luego las combinaciones de cargas exigidas por los reglamentos utilizados, y facilitar el estudio de los resultados.



Además se pueden observar las cargas lineales distribuidas en cada elemento

VI. ESTUDIAR EL TIPO DE SUELO DE FUNDACIÓN:

Para este trabajo buscamos los estudios de suelos disponibles en la Web, y encontramos el más cercano, ubicado en la costa a 2,46 Km del lugar de emplazamiento del proyecto. Es una distancia excesiva considerando que el suelo puede variar centímetro a centímetro, pero es la información más cercana al lugar de ubicación a la que pudimos acceder.



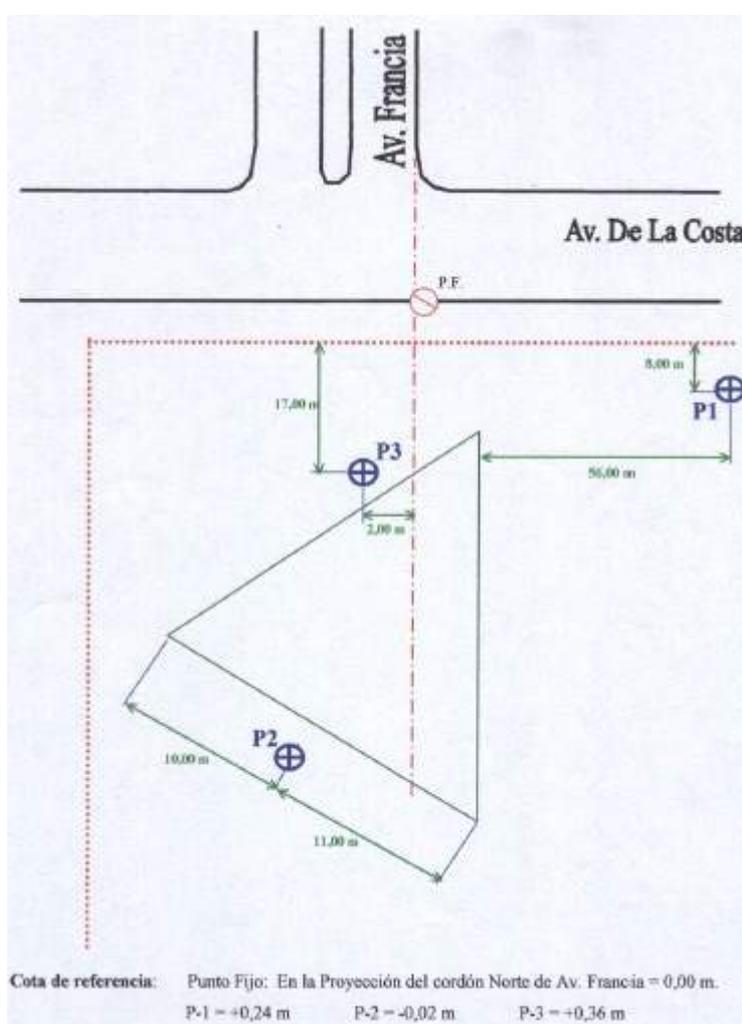
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Datos resumen del estudio de suelos:

Fue realizado por el Ing. Juan Carlos Rosado & Asociados para la “Plaza Mercosur” (Av. De la Costa y Av. Francia; Rosario; Santa Fe; Argentina).

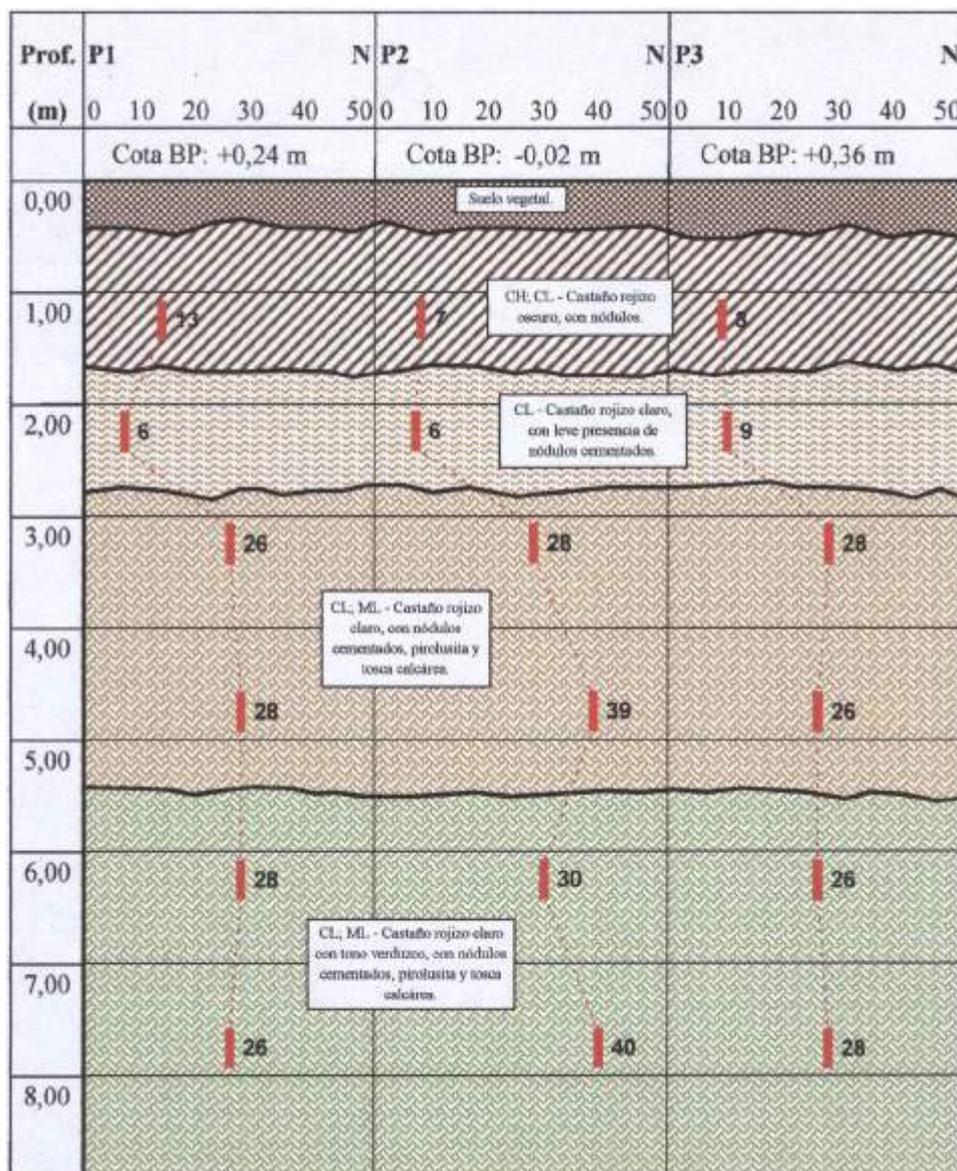
Los trabajos de campo fueron comenzados y finalizados el día 14 de Noviembre de 2007. Se realizaron tres perforaciones de 8,00m de profundidad respecto a boca de pozo. En las mismas se efectuó el Ensayo de Penetración Normalizado de Terzaghi (SPT) según Norma IRAM 10517/70, con toma-muestra de puntas intercambiables, a cada metro de perforación aproximadamente.

Croquis de ubicación de las perforaciones:



Perfil Estratigráfico:

Se representa el perfil tentativo de la estratigrafía del suelo, basado en el reconocimiento y clasificación de las muestras ensayadas en laboratorio. Además, se indican los resultados de las sucesivas realizaciones del Ensayo normalizado de penetración de Terzaghi (SPT).



Referencias:

CL: arcillas inorgánicas, de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla.

CH: arcillas con alto potencial de expansión.

ML: limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas.

*PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL*Recomendaciones:

Para el caso de bases aisladas, unificadas o excéntricas, utilizar valores de tensión admisible detallados en el cuadro anterior, dónde para cargas de gran magnitud resulta recomendable fundar a -3,00m respecto del nivel 0,00m de referencia utilizando una tensión admisible de 3,50 kg/cm².

Según se estima, el asentamiento inicial de una base aislada de 2,00m de lado será del orden de 2,11cm si se utiliza la tensión admisible recomendada. Una base más ancha ocasionará un mayor asentamiento.

En el caso de fundaciones lineales se podrá emplear una zapata corrida tradicional de hormigón de cascote o una viga de fundación (según las características del diseño arquitectónico), dimensionando su ancho en función de las cargas actuantes con una tensión admisible de 0,80 kg/cm² a una profundidad comprendida entre 0,60 y 1,00m respecto del terreno natural.

Otra solución factible es el empleo de una fundación profunda o indirecta mediante pilotes.

Ante las solicitaciones originadas por el efecto viento, calculadas de acuerdo al CIRSOC 102, las tensiones admisibles pueden incrementarse un 20%.

VII. REALIZAR EL DISEÑO, CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DE TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

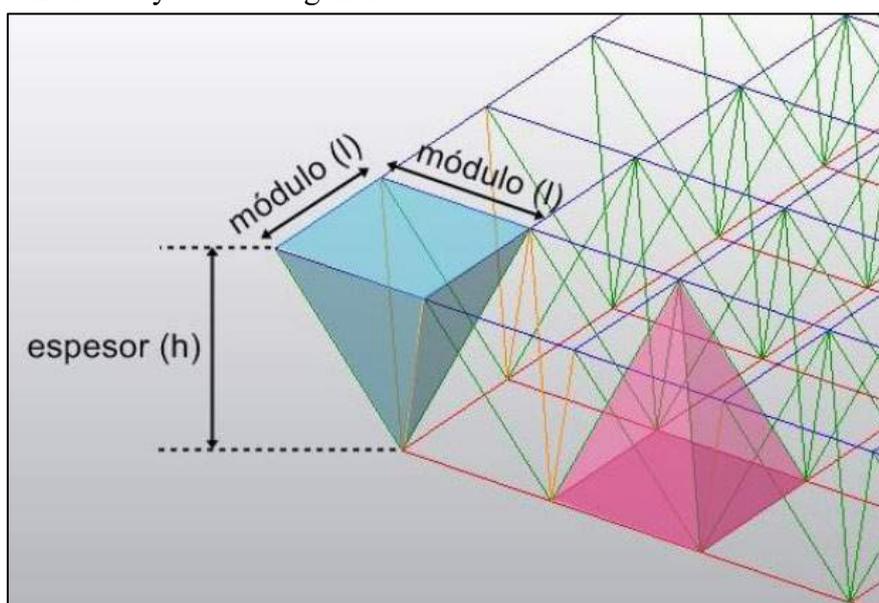
Habiendo definido todos los ítems anteriores, se procederá con el diseño y cálculo de los elementos estructurales en el siguiente orden:

1. Diseño de Estéreo Estructura para la cubierta.
2. Diseño de Entrepiso.
3. Diseño de paneles laterales.
4. Determinación de cargas a considerar en el cálculo.
5. Solicitaciones y Dimensiones de elementos.
6. Diseño y cálculo de Fundaciones.

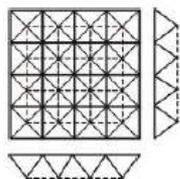
1. Diseño de Estéreo Estructura para la cubierta:

Partiendo de definir la ubicación de las columnas principales que proporcionarán los apoyos para la cubierta, y de haber elegido la opción de Estéreo Estructura para su resolución investigamos sobre los distintos diseños que se pueden realizar.

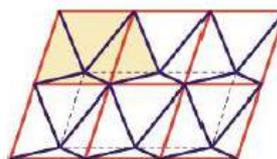
Son muchas las figuras que pueden realizarse con este tipo de estructuras, sin embargo la más simple y comúnmente realizada es la denominada “malla octaédrica” (encasillada en la categoría de “mallas de doble capa”). Esta está generada por la repetición de pirámides de base cuadrada, una con el vértice hacia arriba y otras invertidas. En cada capa se forma una retícula cuadrada, quedando los nudos de una de ella sobre los centros de cuadrados de la opuesta. En cada nudo concurren ocho barras, cuatro horizontales y cuatro diagonales.



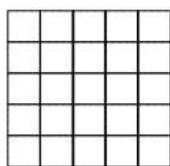
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL



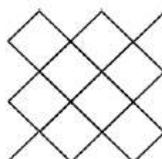
Planta



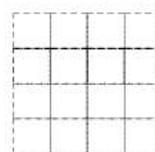
Perspectiva



Capa superior



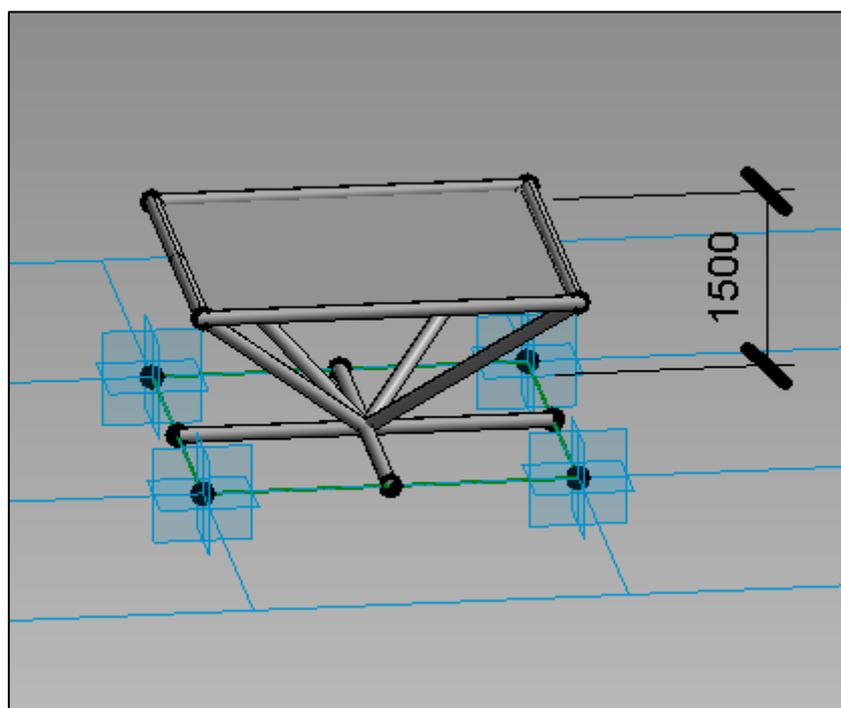
Diagonales



Capa inferior

El primer problema que se nos plantea en el diseño es que no es tan simple de resolver como si se tratara de una planta rectangular, además esta tiene pendiente variable, por lo que no será posible que todas las barras del reticulado sean de las mismas longitudes. El segundo problema es el de montaje en obra, ya que al tener una gran superficie no habría forma de transportar ni de montar toda la cubierta de una vez. El diseño se realizó de la siguiente manera:

Creación del tetraedro con una altura de 1,50 m y demás dimensiones genéricas.



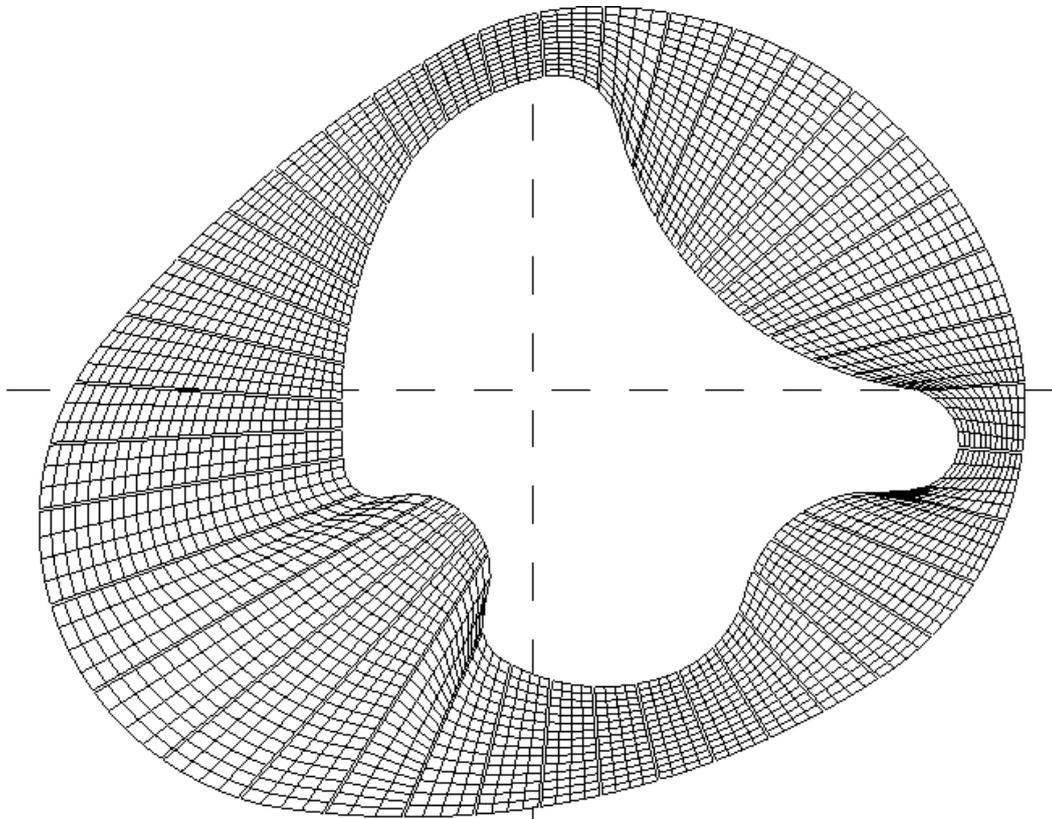
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Con las mismas divisiones que se utilizaron para la colocación de las columnas principales, decidimos realizar distintos paneles que pueden ser armados en taller y transportados a obra para luego realizar el montaje mediante grúas.

Por lo tanto se creó la superficie del techo mediante dos anillos, uno exterior y el otro interior, ambos desfasados una altura de 1,50m para que tenga buena pendiente en el escurrimiento del agua (pend ~5% para la luz mayor).

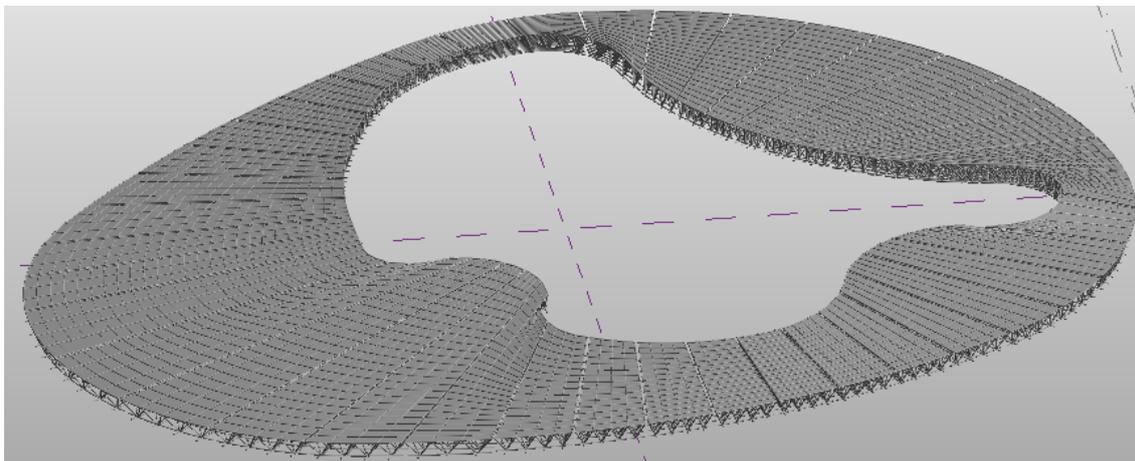


A esta superficie se la dividió en 40 paneles diferentes, cada uno sub-dividido por un mallado realizado de manera tal que genera una continuidad uniforme entre ellos, por los cuales se extruirán los tetraedros. Estos quedan materializados por pequeños rectángulos que posibilitan la colocación de un elemento de cierre con medidas similares por cada panel.

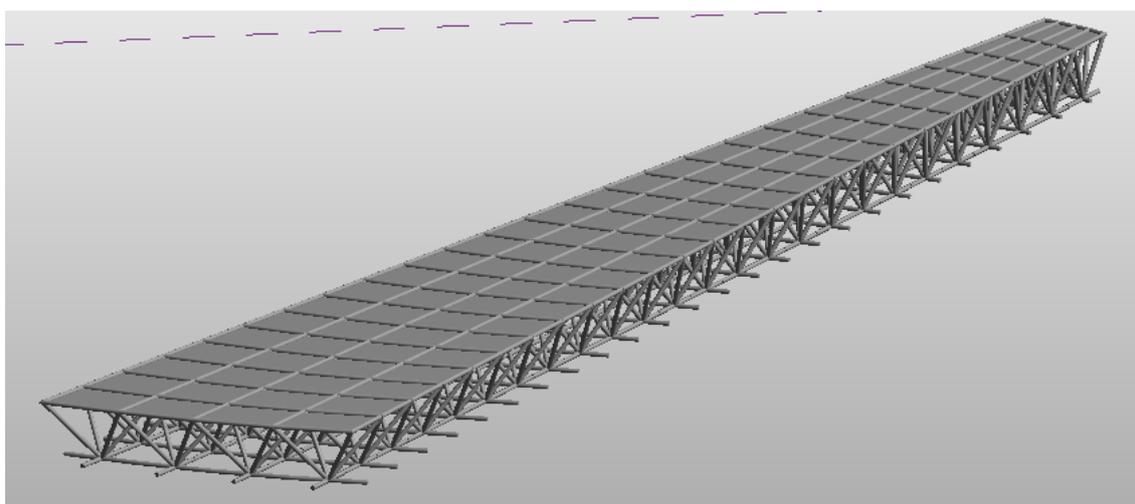
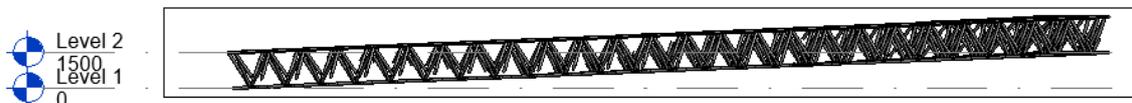


PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

La extrusión de los tetraedros en los mallados genera el reticulado espacial que luego será introducido en un software para el cálculo de tensiones y deformaciones y así poder definir las secciones de los tubos.



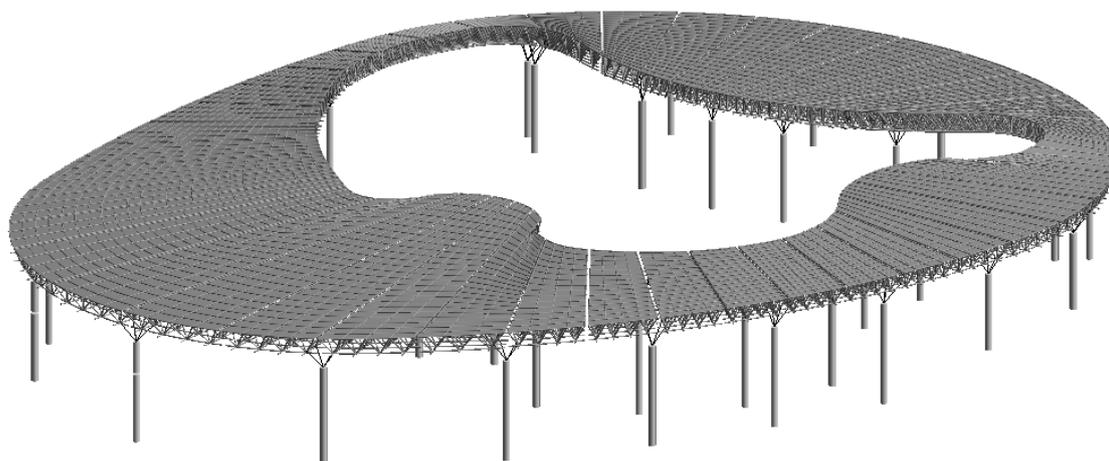
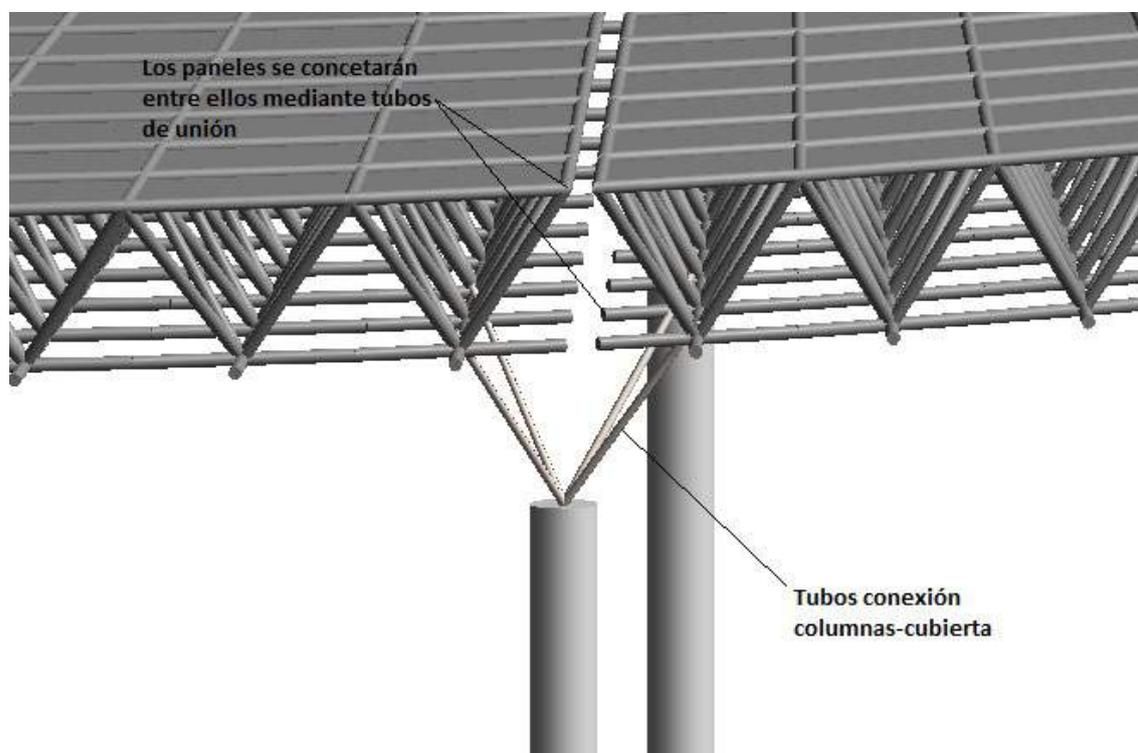
Viendo un panel en corte y en 3D queda de la siguiente manera:



Una vez realizado el diseño de la Estéreo Estructura se pensó en cómo se realizaría la unión con las columnas principales de hormigón armado.

Columnas y cubierta se conectarán por medio de 4 tubos metálicos que salen del extremo de cada columna y que se unen en distintos nodos inferiores del reticulado

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL



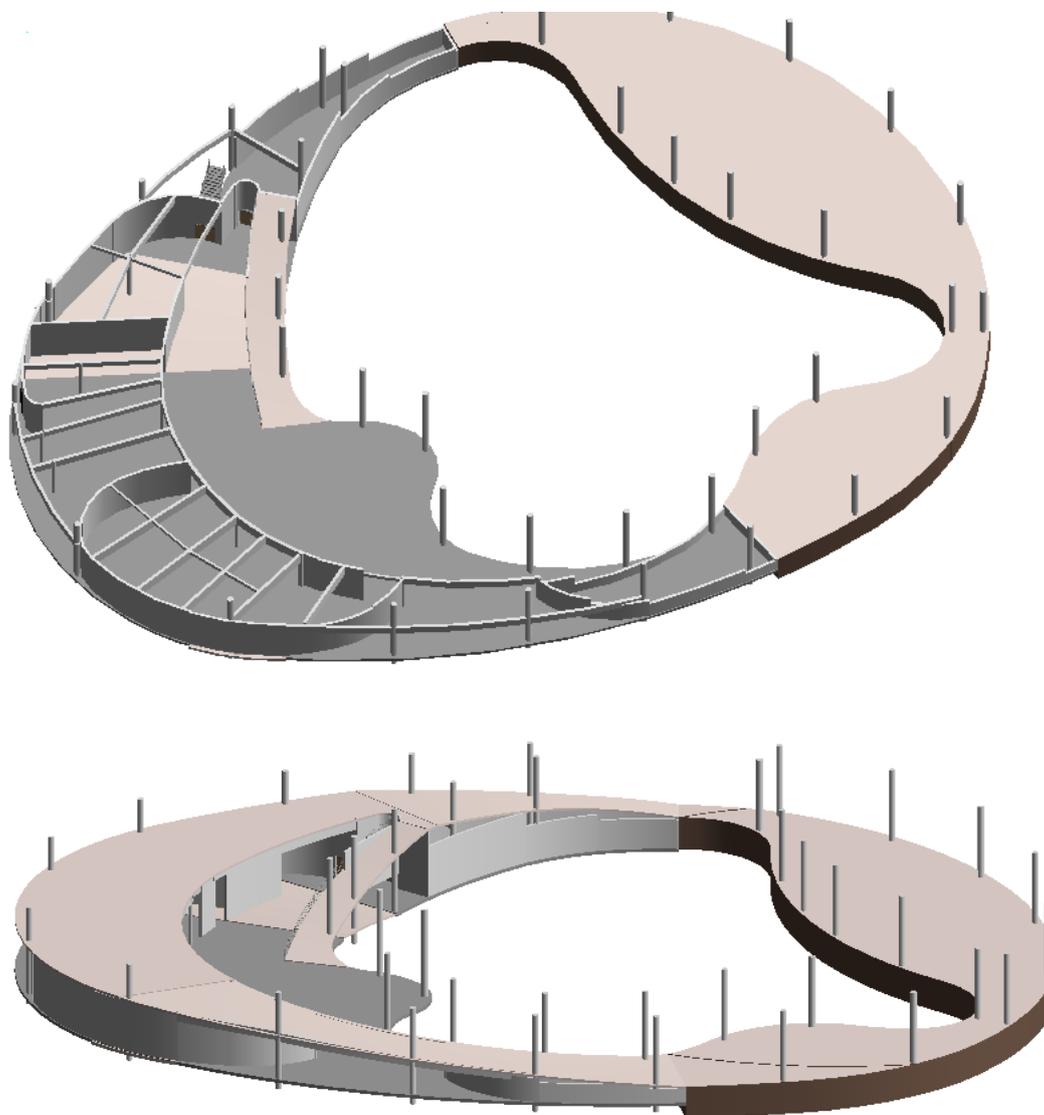
2. Diseño de Entrepiso:

El diseño del entrepiso fue realizado teniendo en cuenta la gran cantidad de apoyos que brindan los tabiques.

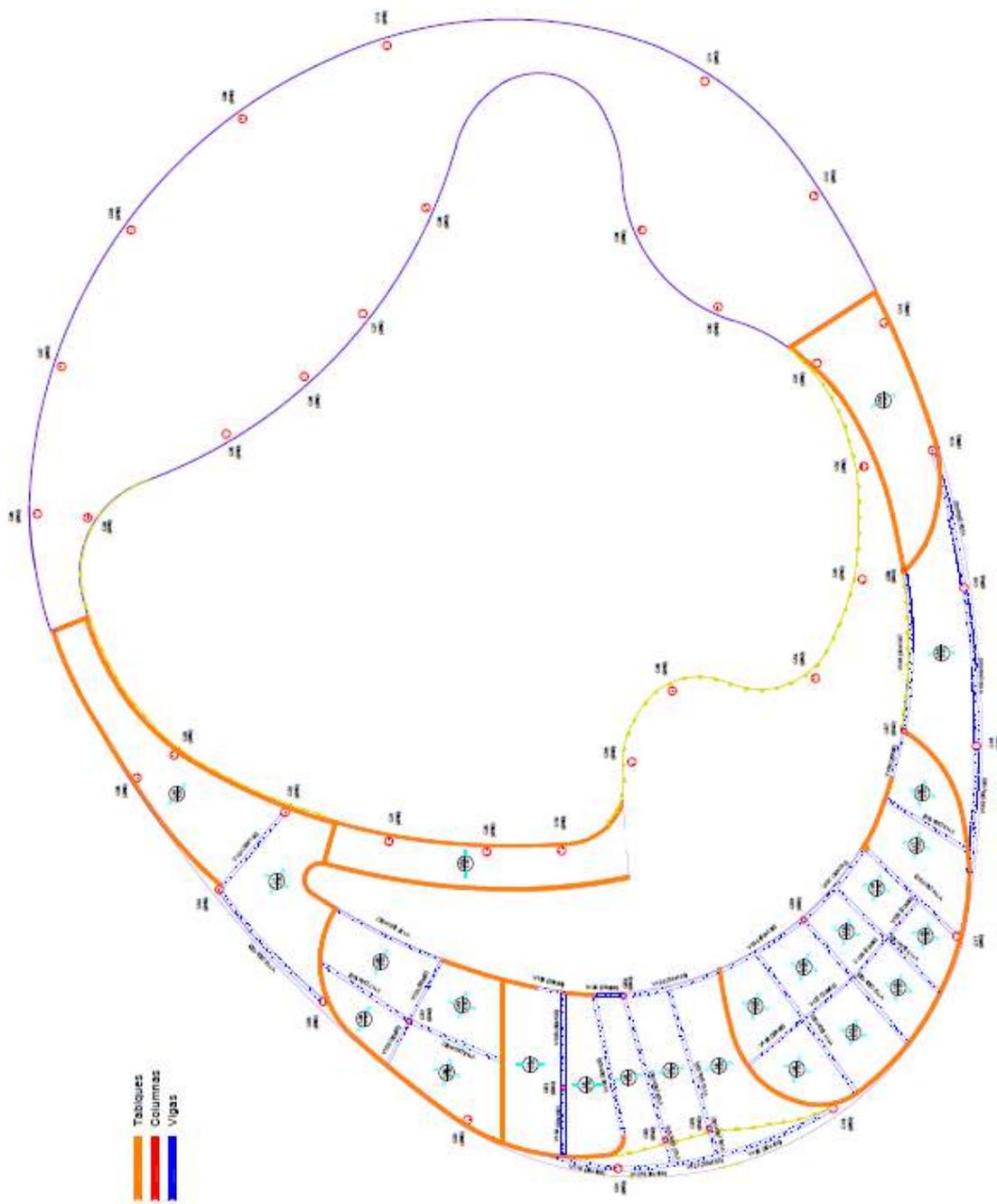
Éstos tendrán un espesor de 20 cm y servirán de apoyo a las losas de forma directa, o indirectamente por medio de vigas.

Las vigas se distribuyeron de forma tal que se puedan obtener paños de losas de medidas medianamente uniformes y además que no se obtengan espesores muy elevados, fijando el espesor de las losas en 20cm.

También se colocaron columnas secundarias en algunos puntos donde eran necesarios apoyos extras.



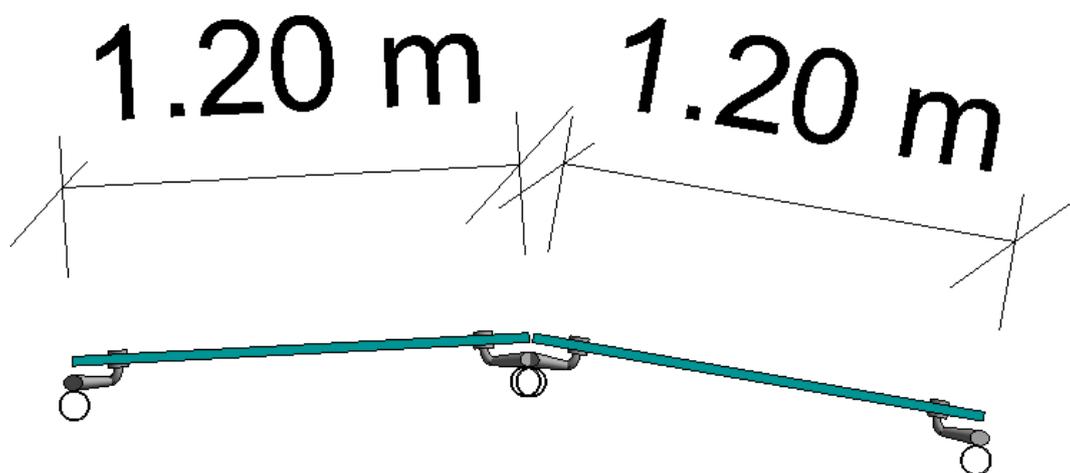
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL



3. Diseño de paneles laterales:

El diseño de estos paneles mediante el sistema Spider se realizó considerando una separación de 1,20 m entre cada panel, siguiendo la generatriz que forma las curvas del museo.

Esta división queda materializada por tubos estructurales de acero inoxidable a definir según cálculo, que irán de piso a techo.

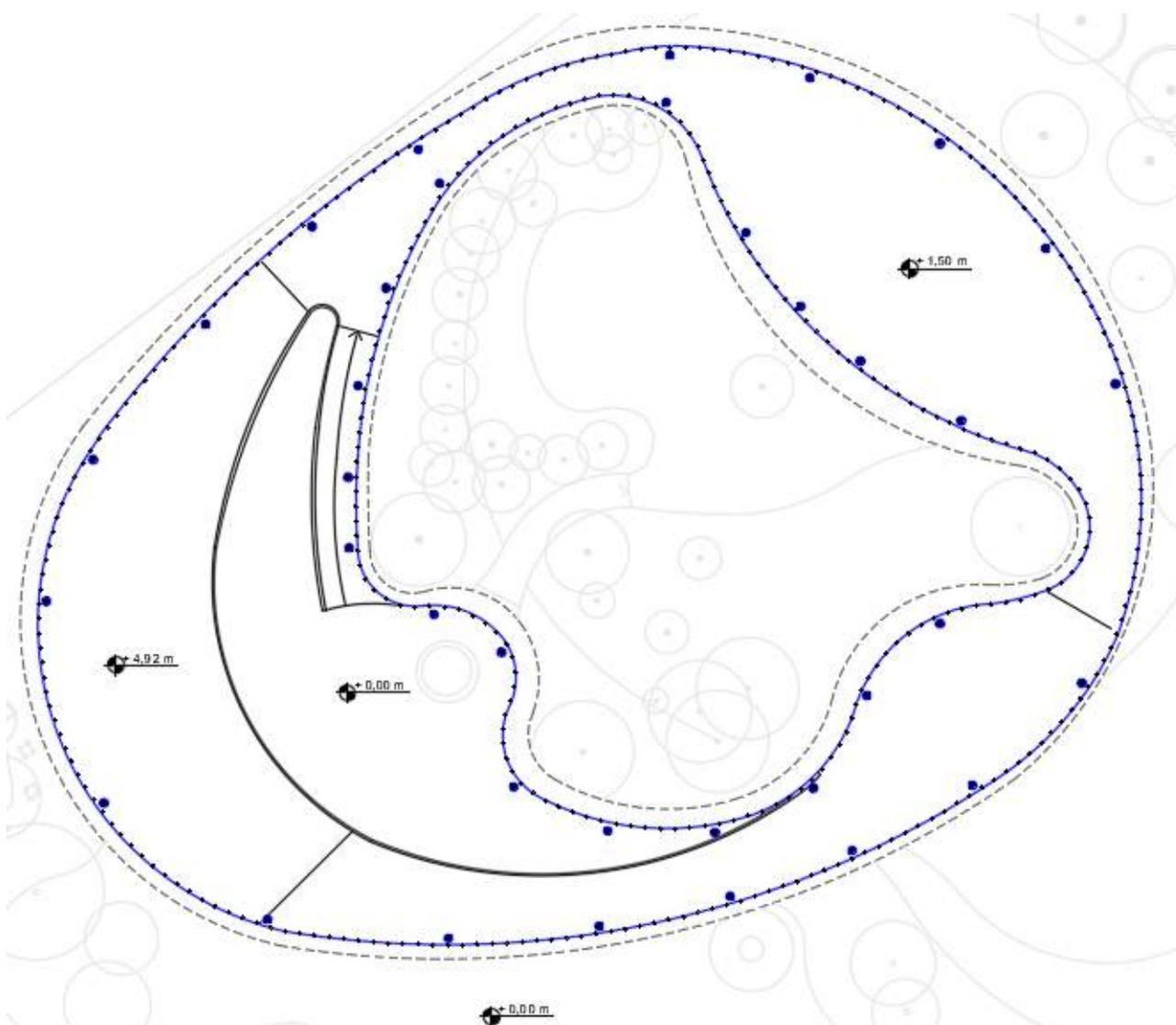
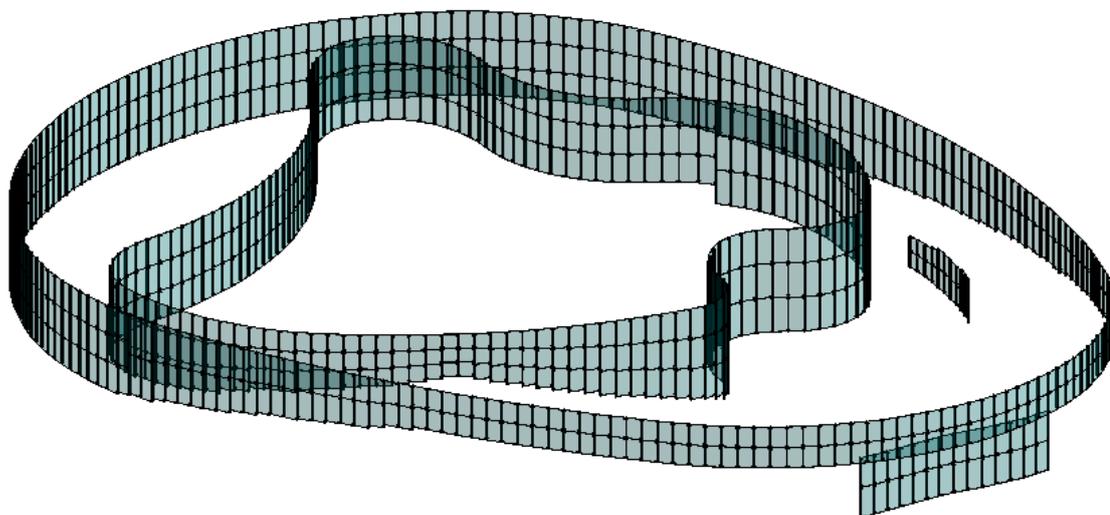


Se descarta la opción de aumentar la separación entre las columnas introduciendo travesaños horizontales, ya que esto hace que se tengan que curvar dichos travesaños para poder adquirir las formas sinuosas del museo, complicando la producción de esta estructura, la cual no necesita ningún elemento curvo si se realiza solo con sistema de columnas.

Estas columnas solo soportan el peso propio de los paneles de vidrio, y trabajarán fundamentalmente a la flexión que le genera el viento.

Con este diseño quedan un total de 389 divisiones, cada una con una variación de dos a tres paneles vidriados sujetos a las columnas por el sistema de arañas. El área total vidriada es de 3187,55 m².

En cada división se coloca una columna metálica, por lo tanto se deberá disponer de 389 columnas cuyas alturas variarán según su ubicación.



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Teniendo en cuenta todo lo explicado en la introducción, sumando una cuestión de aislamiento térmico a fin de generar un ahorro energético y considerando las presiones de viento actuantes en los paneles vidriados, se adopta un doble vidrio hermético con cámara de aire. Tanto el interior como el exterior estarán compuestos por un vidrio laminado (templado 3 mm + PVB + templado 3 mm). Los paneles serán de 1,20 m de ancho por 3,00 m de alto con un espesor nominal de 24 mm (6 + 12 + 6 mm).

4. Determinación de cargas a considerar en el cálculo:

Las cargas consideradas para el cálculo de los elementos portantes de los dos niveles principales fueron obtenidas siguiendo el reglamento CIRSOC 101/2005 y son:

- Cubierta:
 - Peso propio Policarbonato (D): 0,0204 kN/m²
 - Peso propio tubos de acero con uniones (D)
 - Peso propio columnas (D)
 - Sobrecarga mínima reglamentaria de cubierta (Lr): 0,58 kN/m²
 - Carga de viento (W)
- Entrepiso y rampas:
 - Peso propio losas de hormigón armado 20cm de espesor (D): 5 kN/m²
 - Peso propio vigas de hormigón armado (D)
 - Peso propio columnas y tabiques (D)
 - Sobrecarga de uso (L): 5 kN /m²

Las combinaciones utilizadas en el cálculo son las siguientes:

- Estados límites últimos:
 - 1,40 D
 - 1,20 D + 1,60 L + Lr
 - 0,90 D + 1,60 W
 - 1,20 D + L + Lr + 1,60 W
- Estados límites de servicio:
 - D + L + Lr
 - D + L + W

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Todas las combinaciones de cargas nombradas anteriormente se cargan en el software de elementos finitos y se obtiene un total de 28 combinaciones, 9 para estados límites de servicio y 19 para estados límites últimos:

11 : D + L
12 : D + L + W1
13 : D + L + W2
14 : D + L + W3
15 : D + L + W4
16 : D + L + W5
17 : D + L + W6
18 : D + L + W7
19 : D + L + W8
20 : 1,4 D
21 : 1,2 D + 1,6 L
22 : 0,9 D + 1,6 W1
23 : 0,9 D + 1,6 W2
24 : 0,9 D + 1,6 W3
25 : 0,9 D + 1,6 W4
26 : 0,9 D + 1,6 W5
27 : 0,9 D + 1,6 W6
28 : 0,9 D + 1,6 W7
29 : 0,9 D + 1,6 W8
30 : 1,2 D + 0,5 L
31 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W1
32 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W2
33 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W3
34 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W4
35 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W5
36 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W6
37 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W7
38 : 1,2 D + 0,5 L + 1,6 W8

5. Solicitaciones y dimensiones de los elementos

Para el cálculo de la estructura utilizamos un software de elementos finitos que nos permitió no solo analizar detalladamente todas las cargas gravitatorias, sino también someter la obra a las presiones del viento en distintas direcciones, permitiéndonos así tener un análisis detallado de todas las sollicitaciones posibles.

A continuación se hace un listado de todos los elementos que se deberán dimensionar y verificar de acuerdo a los reglamentos correspondientes para cada caso:

a) Estéreo Estructura:

- i. Elementos de unión.
- ii. Barras componentes del reticulado espacial.
- iii. Barras o “pelos” de unión a columnas de H°A°.

b) Paneles Vidriados:

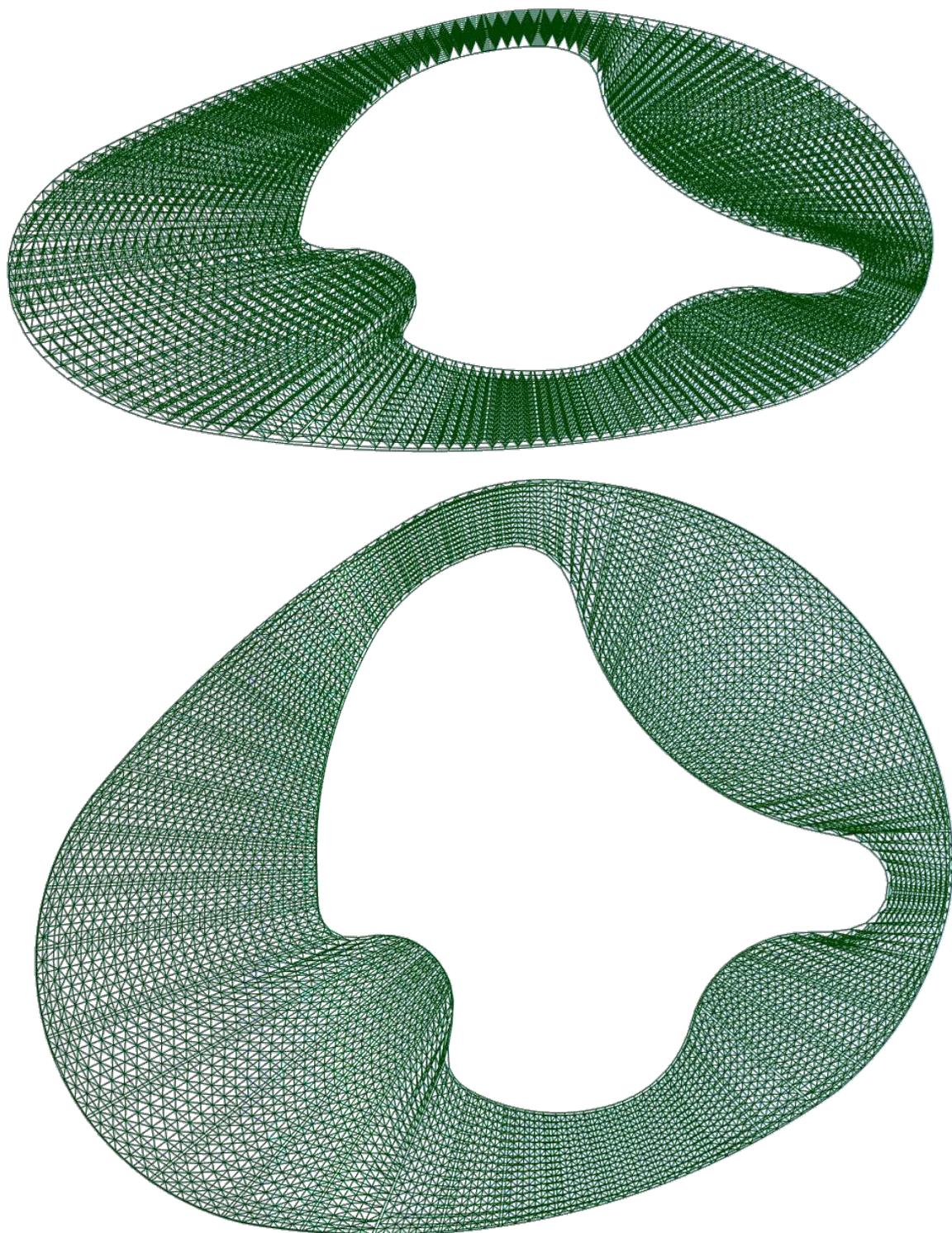
- i. Vidrios.
- ii. Columnas Metálicas.
- c) Columnas de H°A°.**
- d) Vigas de H°A°.**
- e) Losas de H°A°.**
- f) Tabiques de H°A°.**
- g) Fundaciones de H°A°.**

Se procederá a dimensionar y verificar cada uno de los elementos anteriormente nombrados.

A) ESTÉREO ESTRUCTURA:

Se muestra un esquema de la estructura general de la cubierta realizada:

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

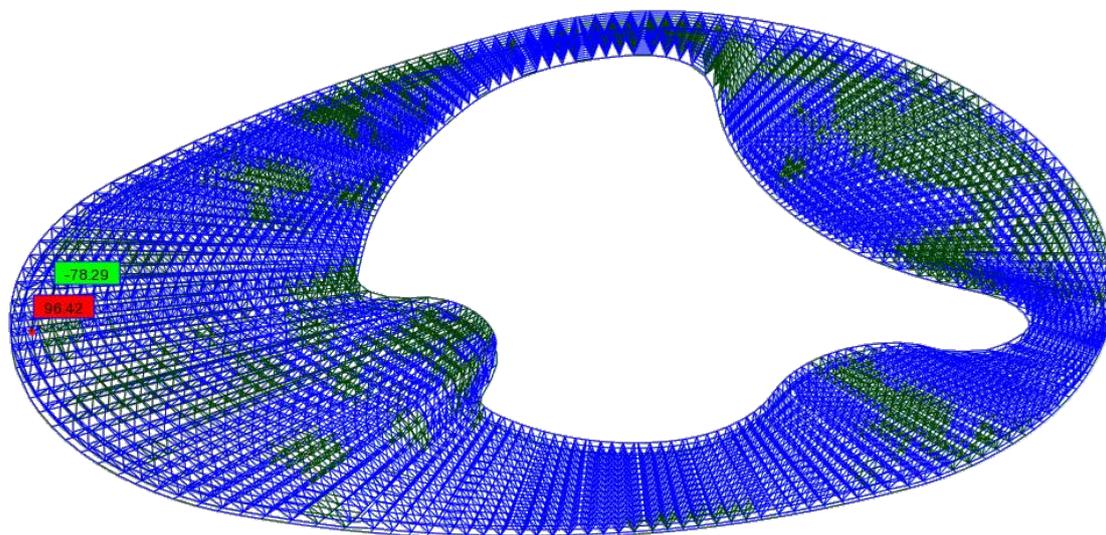


Los esfuerzos máximos de compresión (-96,42 kN) y tracción (78,29 kN) se dan para la combinación de carga:

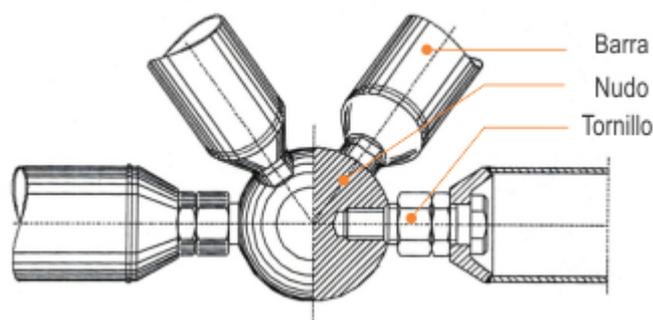
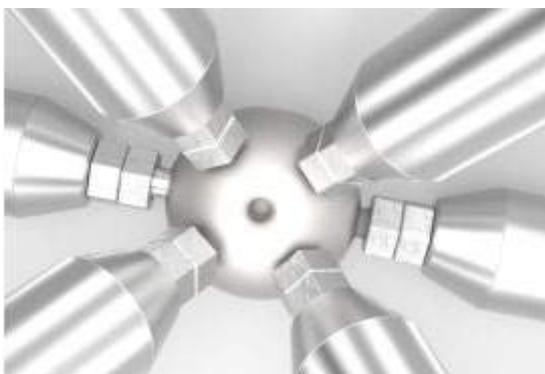
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

0,9 (D) + 1,6 (W₁)

Es decir, cuando el viento pega en dirección Oeste-Este.



(Tener presente que los esfuerzos de tracción en RSAP2018 se muestran negativos)



Las barras del Sistema MERO adoptadas son de diámetro 60 mm con una sección de 5,71 cm², radio de giro de 2,01 cm, tensión de fluencia de 355 MPa. Las esferas tienen una tensión de fluencia de 570 MPa, por lo que carece de sentido su verificación.

La barra de mayor longitud es de 170 cm, por lo tanto, la máxima esbeltez para el pandeo global es:

$$\lambda = \frac{k L}{r} = \frac{1 \cdot 170 \text{ cm}}{2,01 \text{ cm}} = 84,58$$

La cual resulta menor que 200, pero para poder calcular la Resistencia a Compresión se debe saber si se trata de un elemento esbelto mediante la relación:

$$\left(\frac{D}{t}\right) = \frac{60 \text{ mm}}{3,2 \text{ mm}} = 18,75$$

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

El valor resulta menor que la esbeltez límite establecida por el reglamento CIRSOC 301 para elementos tubulares rigidizados de sección circular sometidos a compresión axial:

$$\lambda_r = 0,11 \frac{E}{F_Y} = 61,97$$

Por lo tanto no se trata de un elemento esbelto, y no se deberá calcular el coeficiente que tiene en cuenta el pandeo local de elementos comprimidos rigidizados:

$$Q = 1,00$$

La Resistencia a Compresión según CIRSOC 301 viene dada por la siguiente expresión:

A-B.5.3.(d). Resistencia de diseño a compresión axial

En barras axialmente comprimidas con elementos esbeltos la tensión crítica para pandeo flexional, para ser utilizada en la expresión (E.2.1) de la Sección E.2 será determinada de la siguiente forma:

(a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1,5$

$$F_{cr} = Q \left(0,658^{0,4\lambda_c^2} \right) F_Y \quad (\text{A-B.5.15})$$

(b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1,5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_Y \quad (\text{A-B.5.16})$$

siendo:

$$Q = Q_s Q_a \quad (\text{A-B.5.17})$$

- Q** el factor de reducción por pandeo local para secciones con elementos esbeltos.
- Q_s** el coeficiente que tiene en cuenta el pandeo local de elementos comprimidos no rigidizados . Se determina según la Sección **A-B.5.3.a**.
- Q_a** el coeficiente que tiene en cuenta el pandeo local de elementos comprimidos rigidizados. Se determinará según lo dispuesto en la Sección **A-B.5.3.b**.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_Y}{E}} = 1,13$$

Al ser menor que 1,5 se aplica el caso (a):

$$F_{cr} = Q \left(0,658^{0,4\lambda_c^2} \right) F_Y = 208,03 \text{ MPa}$$

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Y, entonces, la Resistencia de Diseño a Compresión Axil es:

$$P_u = \phi_c A_g F_{cr} = 100,97 \text{ kN} > 94,42 \text{ kN}$$

Verifica a Compresión

Se procede a verificar a Tracción según CIRSOC 301, Capítulo D:

D.1. RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCIÓN

La **resistencia de diseño de barras traccionadas**, ϕP_n , será el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de (a) fluencia en la sección bruta; (b) rotura en la sección neta.

(a) Para **fluencia en la sección bruta**:

$$\phi = 0,90$$

$$P_n = F_y A_g (10^1) \tag{D.1.1}$$

(b) Para **rotura en la sección neta**:

$$\phi = 0,75$$

$$P_n = F_u A_e (10^1) \tag{D.1.2}$$

siendo:

P_n la resistencia nominal a la tracción axil, en kN.

F_y la tensión de fluencia especificada, en MPa.

F_u la tensión de rotura a tracción especificada, en MPa.

A_g el área bruta de la barra, en cm².

A_e el área neta efectiva de la barra, en cm².

La esbeltez debe ser menor a 300 en el caso de miembros traccionados y, si se observa el valor de la esbeltez máxima en la verificación anterior, se verá que cumple dicho valor.

En nuestro caso la resistencia a tracción vale:

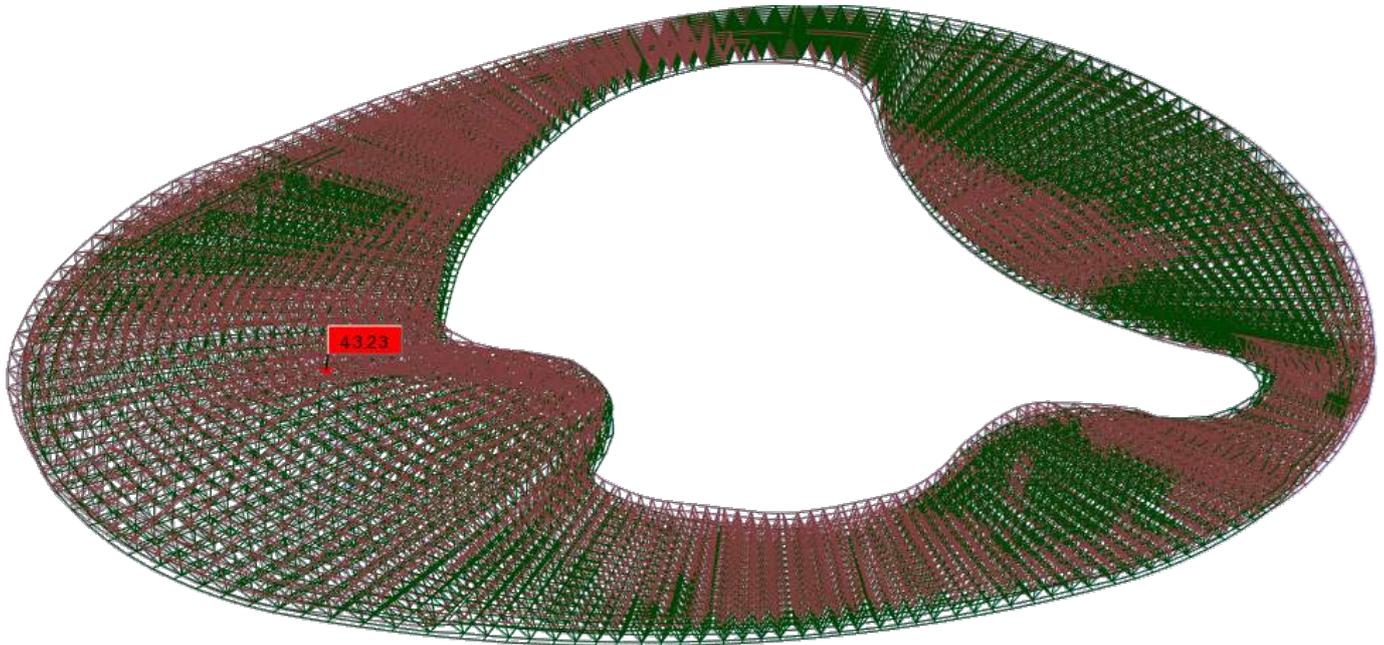
$$P_u \leq \phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

$$P_u \leq 182,43 \text{ kN}$$

Verifica a Tracción

Por último se deberán analizar las deflexiones máximas para cargas de servicio. Quedando así no sólo verificadas las tensiones en los elementos componentes, sino además, cumpliendo con parámetros estéticos como son las deformaciones.

La felcha máxima (43,23 mm) se da para la combinación de carga (D) + (Lr) + (W3):



La luz libre promedio entre apoyos en ese tramo es de 12,95 m. La flecha admisible es:

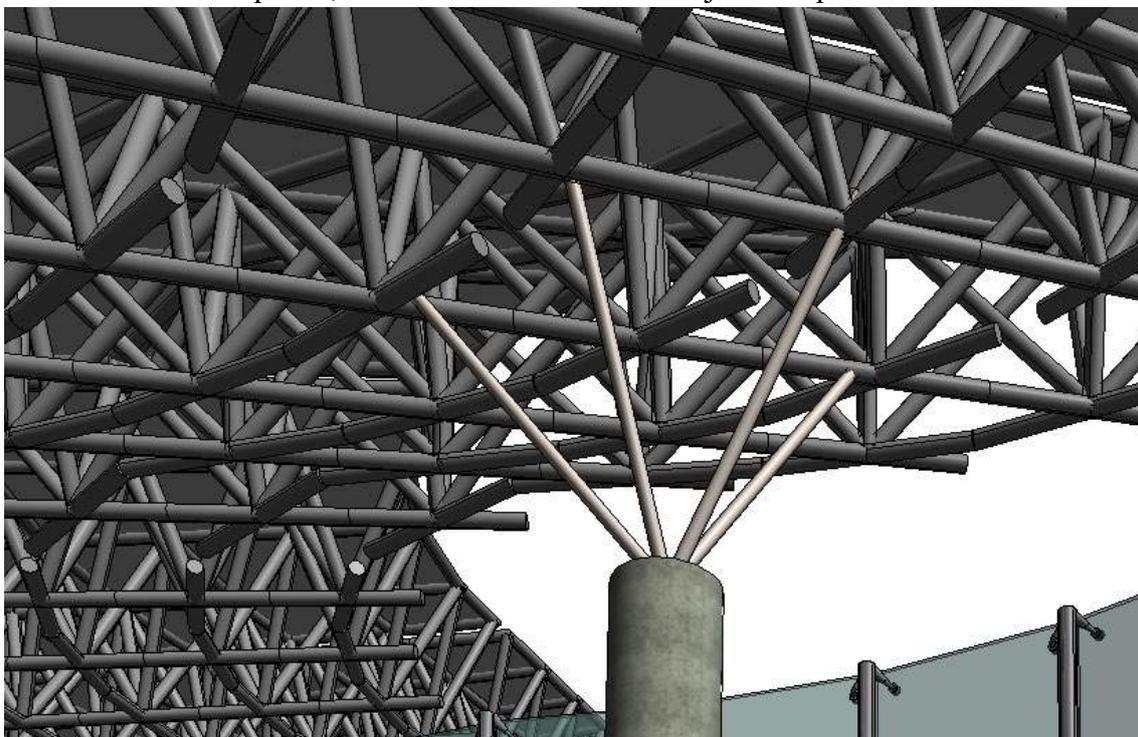
$$f_{adm} = \frac{12,95 \text{ m}}{240} = 53,96 \text{ mm}$$

Verifica Deformaciones

Los apoyos de la estereo estructura se materializan con “Pelos” o barras unidas a nodos de la misma en su parte inferior. La parte superior de los “Pelos” queda unida a dichos nodos, mientras que la parte inferior queda unida a la columna de H°A°. A continuación

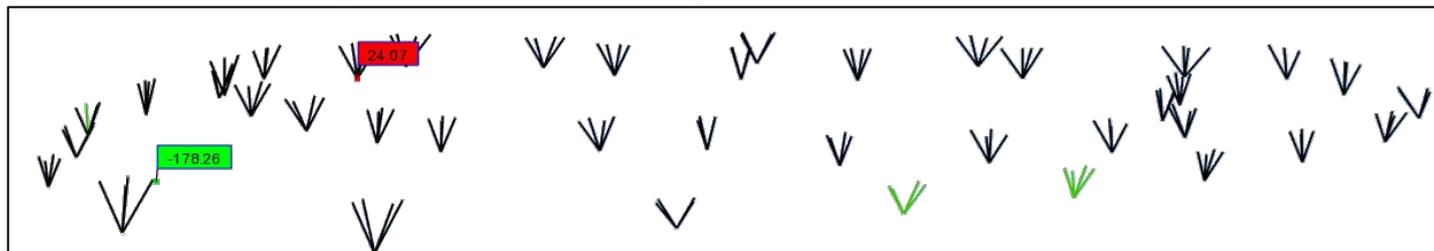
PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

se muestra un esquema, a fin de brindar una mejor comprensión sobre el tema:

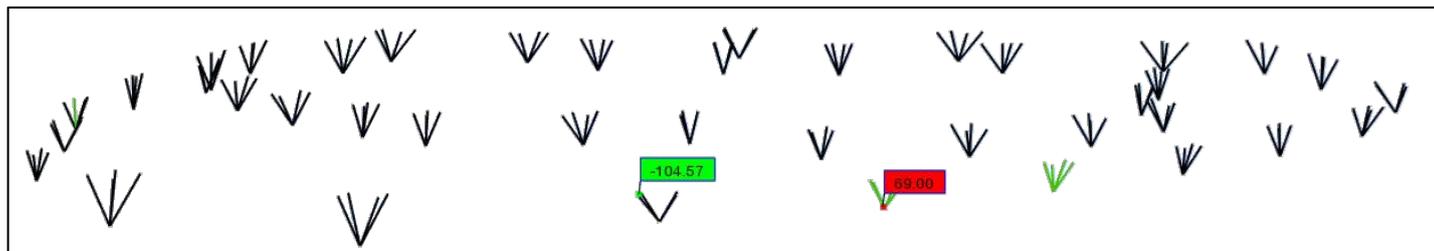


Los esfuerzos máximos son:

- 178,26 kN para la combinación de carga 0,9 (D) + 1,6 (W1).
- -69,00 kN para la combinación de carga 0,9 (D) + 1,6 (W3).



0,9 (D) + 1,6 (W1)



0,9 (D) + 1,6 (W3)

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

La sección adoptada para los “Pelos” es la misma que la del Sistema MERO, sólo que el diámetro exterior es de 80 mm y por lo tanto el esfuerzo de tracción queda verificado directamente. Se analiza la resistencia a compresión del elemento.

La barra de mayor longitud es de 306 cm, por lo tanto, la máxima esbeltez para el pandeo global es:

$$\lambda = \frac{k L}{r} = \frac{1 \cdot 306 \text{ cm}}{2,72 \text{ cm}} = 112,50$$

La cual resulta menor que 200, pero para poder calcular la Resistencia a Compresión se debe saber si se trata de un elemento esbelto mediante la relación:

$$\left(\frac{D}{t}\right) = \frac{80 \text{ mm}}{3,2 \text{ mm}} = 25,00$$

El valor resulta menor que la esbeltez límite establecida por el reglamento CIRSOC 301 para elementos tubulares rigidizados de sección circular sometidos a compresión axial:

$$\lambda_r = 0,11 \frac{E}{F_Y} = 61,97$$

La esbeltez adimensional vale:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{k L}{r} \sqrt{\frac{F_Y}{E}} = 1,51$$

Al ser mayor que 1,5 se aplica el caso (b):

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) F_Y = 136,78 \text{ MPa}$$

Y, entonces, la Resistencia de Diseño a Compresión Axil es:

$$P_u = \phi_c A_g F_{cr} = 89,76 \text{ kN} > 69,00 \text{ kN}$$

Verifica a Compresión

B) PANELES VIDRIADOS:

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Lo primero que se verificará serán las columnas metálicas que dan soporte al Sistema Spider. La sección es Anular, diámetro 100 mm y espesor 4,8 mm; Tensión de Fluencia 235 MPa.

Se deberán verificar 2 casos distintos debido a las variaciones de alturas y presiones de viento actuantes a lo largo del museo:

1. Columnas Exteriores: $h = 4,53 \text{ m}$ y $Pr = 1400 \text{ N/m}^2$.

La separación entre columnas es de 1,20 m, por lo tanto, la carga por unidad de longitud actuante es:

$$q = 1,6 \cdot 1,20 \text{ m} \cdot 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,688 \text{ kN/m}$$

El sistema se comporta como una barra empotrada-apoyada por lo que el momento máximo es:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = -\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{-6,89 \text{ kNm}}{0,9} = -7,66 \text{ kNm}$$

Se utiliza la tabla de Parámetros Nominales de Resistencia, Apéndice F.1.1 del Reglamento CIRSOC 301. Los parámetros de esbelteces son:

$$\lambda_p = \frac{0,071 E}{F_Y} = 60,43 ; \lambda_r = \frac{0,31 E}{F_Y} = 263,83$$

En nuestro caso:

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{100 \text{ mm}}{4,8 \text{ mm}} = 20,83$$

Por lo tanto la sección resiste mediante plastificación de la misma. El momento plástico vale:

$$M_p = F_Y Z (10^{-3}) = 235 \text{ MPa} \cdot 34,30 \text{ cm}^3 \cdot (10^{-3}) = 8,06 \text{ kNm}$$

Por lo tanto verifica esfuerzos. Se verifica a continuación deformaciones:

$$f_{\text{máx}} = \frac{q_s \cdot L^4}{185 EI} = 0,012 \text{ m}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{h}{150} = \frac{4,53 \text{ m}}{150} = 0,0302 \text{ m}$$

Verifica Esfuerzos y Deformaciones

2. Columnas Interiores: $h = 8,20 \text{ m}$ y $Pr = 450 \text{ N/m}^2$.

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

La separación entre columnas es de 1,20 m, por lo tanto, la carga por unidad de longitud actuante es:

$$q = 1,6 \cdot 1,20 \text{ m} \cdot 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,864 \text{ kN/m}$$

El sistema se comporta como una barra empotrada-apoyada por lo que el momento máximo es:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = -\frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{-7,26 \text{ kNm}}{0,9} = -8,06 \text{ kNm}$$

Se utiliza la tabla de Parámetros Nominales de Resistencia, Apéndice F.1.1 del Reglamento CIRSOC 301. Los parámetros de esbelteces son:

$$\lambda_p = \frac{0,071 E}{F_y} = 60,43 ; \lambda_r = \frac{0,31 E}{F_y} = 263,83$$

En nuestro caso:

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{100 \text{ mm}}{4,8 \text{ mm}} = 20,83$$

Por lo tanto la sección resiste mediante plastificación de la misma. El momento plástico vale:

$$M_p = F_y Z (10^{-3}) = 235 \text{ MPa} \cdot 34,30 \text{ cm}^3 \cdot (10^{-3}) = 8,06 \text{ kNm}$$

Por lo tanto verifica esfuerzos. Se verifica a continuación deformaciones:

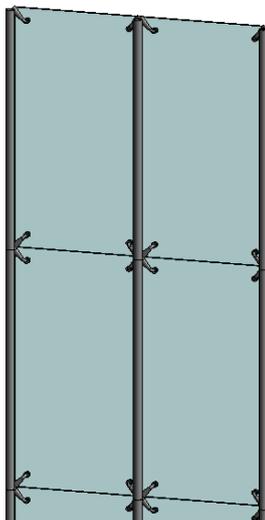
$$f_{\text{máx}} = \frac{q_s \cdot L^4}{185 EI} = 0,0405 \text{ m}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{h}{150} = \frac{8,20 \text{ m}}{150} = 0,0546 \text{ m}$$

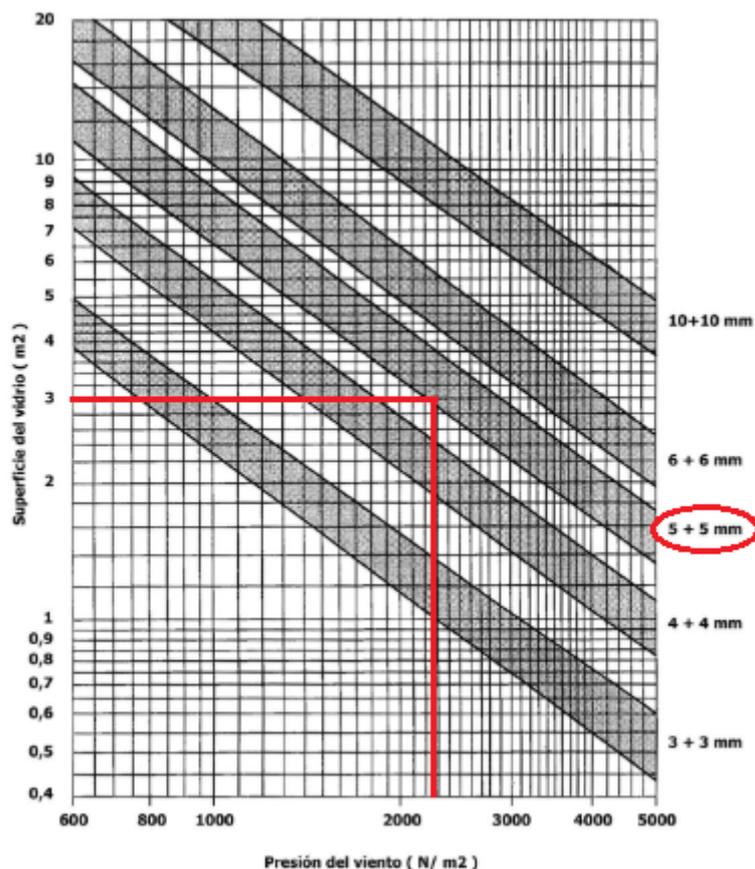
Verifica Esfuerzos y Deformaciones

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Verificadas las columnas, se procede a analizar los paneles vidriados. Se muestra un esquema del Sistema Spider:



Para poder determinar el espesor de vidrio necesario, algunos proveedores facilitan ábacos para ello. En éste caso, se utiliza un ábaco para paneles DVH (Doble Vidrio Hermético):



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

En nuestro caso la presión de viento vale:

$$P_r = 1,6 \cdot 1,40 \frac{kN}{m^2} = 2,24 \frac{kN}{m^2}$$

Y los paños adoptados son de 2,40 m x 1,20 m (2,88 m²). Por lo tanto, el espesor por ábaco es de 5+5 mm.

El ábaco anterior considera que los 4 bordes del vidrio están apoyados. En nuestro caso, la silicona estructural con la que se unirán los paños, brinda dicha hipótesis; pero por una cuestión de seguridad adoptamos 6+6 mm. Se adopta el siguiente paquete:

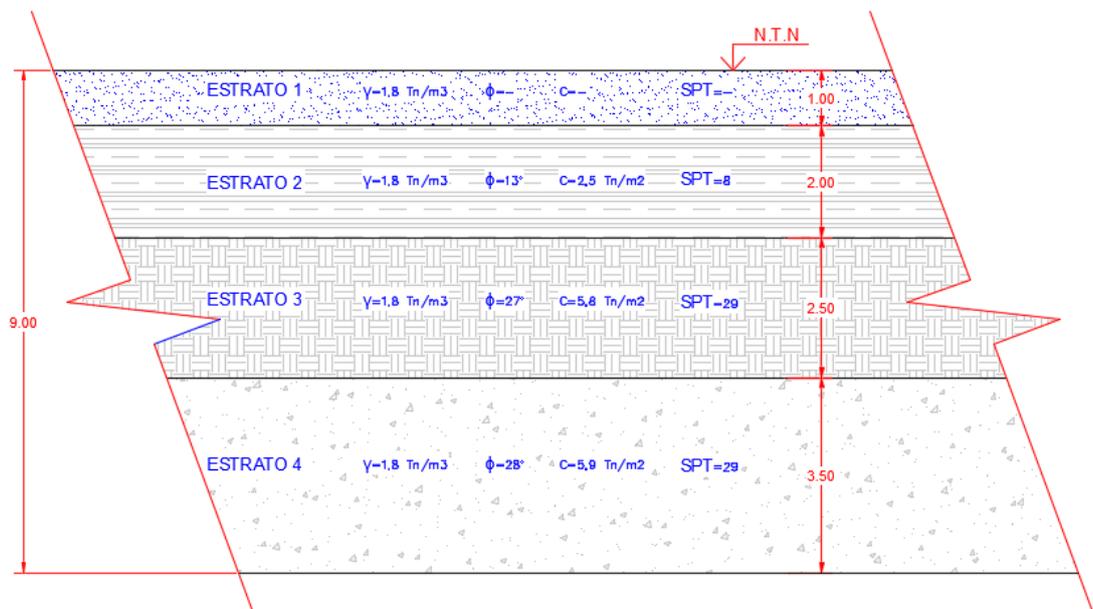
(Templado 3 mm + PVB + Templado 3 mm)
Cámara Aire 12 mm
(Templado 3 mm + PVB + Templado 3 mm)

Lo que forma un panel DVH de 24 mm de espesor.

C) COLUMNAS DE H°A°:

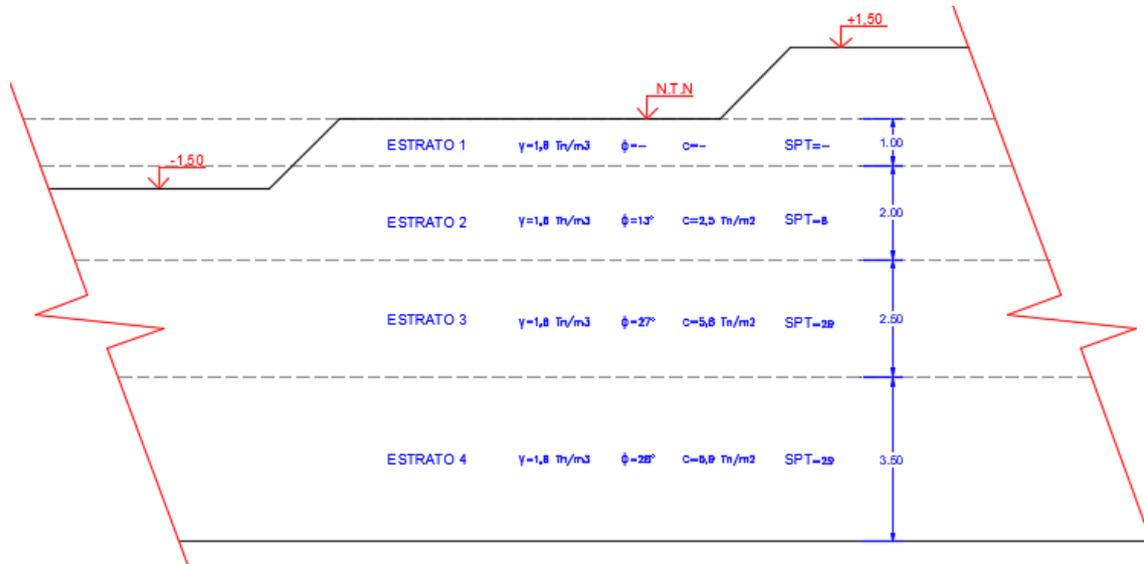
F) FUNDACIONES:

La estratigrafía considerada según el estudio de suelos es la siguiente:



PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Esta obra tiene la particularidad de tener tres niveles de fundación diferentes, a los cuales llegan distintos elementos: columnas principales, columnas secundarias y tabiques.



– Fundación de Columnas Principales:

Al analizar el tipo de suelo y ver que el terreno resistente se ubica a los 3m de profundidad y que las bases estarán sometidas a momentos de vuelco, se decidió que la mejor opción es la de utilizar pilotes.

En el estudio de suelos se da un ejemplo de cálculo de la capacidad portante de pilotes mediante el método del Ingeniero Zaven Davidian, publicado en su obra “Pilotes y cimentaciones sobre pilotes”. Al no tener acceso a esta teoría, utilizamos el método del “Código Técnico de la Edificación (CTE 2007) donde la capacidad portante se obtiene de la siguiente manera:

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Por punta

Suelos granulares:

Define para condiciones drenadas en suelos finos y granulares despreciando el término cohesivo.

$$q_{hp} = f_p q' Nq^* \leq 20 \text{MPa}, \quad Nq^* = \frac{1 + \text{sen}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'} e^{\pi \tan\varphi'}$$

Siendo,

$f_p = 3.0$ para pilotes hincados

$f_p = 2.5$ para pilotes excavados

q' : Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta

Nq : factor de capacidad de carga.

El modelo propuesto es el de Brinch - Hansen, y está afectado por un factor ya que la formulación inicial es para cimentaciones superficiales. El factor es mayor para pilotes hincados ya que en el proceso de instalación se densifica la punta si es en arena.

El CTE presenta límite de 20 MPa, ya que la resistencia no crece indefinidamente con la profundidad de acuerdo a lo investigado por Vesic. (Alrededor de 25D).

Suelos finos:

Se presenta esta clasificación para suelos arcillosos y limosos en condición no drenada. La expresión sugerida es:

$$q_{hp} = 9 Su$$

La cual fue definida por Meyerhof con;

Su : resistencia al corte no drenado promedio a 2D por abajo y por arriba de la punta del pilote.

Por Fuste:

Suelos granulares:

Adoptan la teoría de Coulomb que es referenciada por la mayor parte de los autores descritos, siendo $f_r \tan \varphi' \approx \tan \delta$ y $f_r K \tan \varphi' \approx \beta$

$$f = f_r K q' \tan \varphi' \leq 120 \text{ KPa}$$

f_r : factor de reducción por rozamiento en el fuste 1.0 para pilotes de hormigón in-situ, 0.9 para pilotes de hormigón prefabricado y 0.8 para pilotes de acero.

q' : Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta

K : coeficiente de empuje horizontal. 1.0 para pilotes hincados y 0.75 para pilotes excavados.

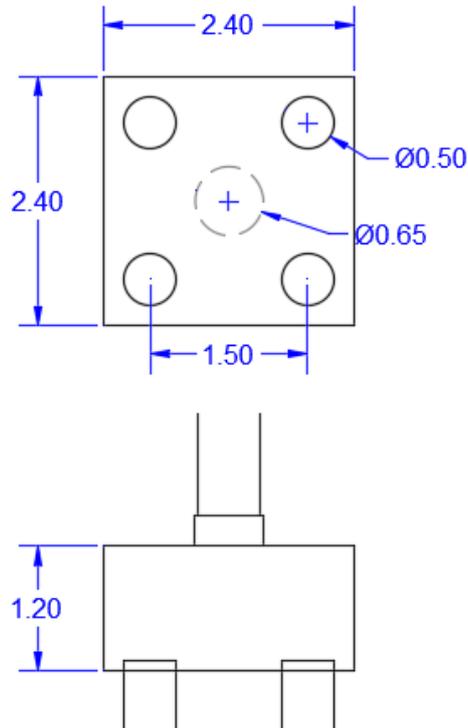
Suelos finos:

Referencian la expresión de Caquot y Kerisel

$$f = \frac{100Su}{100 + Su}, \quad \text{kN/m}^2$$

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

Se van a utilizar cabezales de cuatro pilotes para mantener la simetría y la estabilidad con las siguientes dimensiones:



Las cargas de la columna más solicitada que llegan al cabezal son las siguientes:

$$P_s = 117,5 \text{ Tn} \quad P_u = 166 \text{ Tn}$$

$$M_s = 49 \text{ Tn.m} \quad M_u = 69,7 \text{ Tn.m}$$

La carga final para cada pilote considerando el peso del cabezal y el del pilote (L=6m) es:

$$N_s = 48,89 \text{ Tn} \quad N_u = 67,64 \text{ Tn}$$

La capacidad portante para un pilote de $\phi=0,5\text{m}$ y $L=6\text{m}$ obtenida por el C.T.E es de:

$$R_T = R_p + R_f$$

$$R_T = 91,04 \text{ Tn} + 23,7 \text{ Tn}$$

$$\mathbf{R_T = 114,74 \text{ Tn}}$$

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

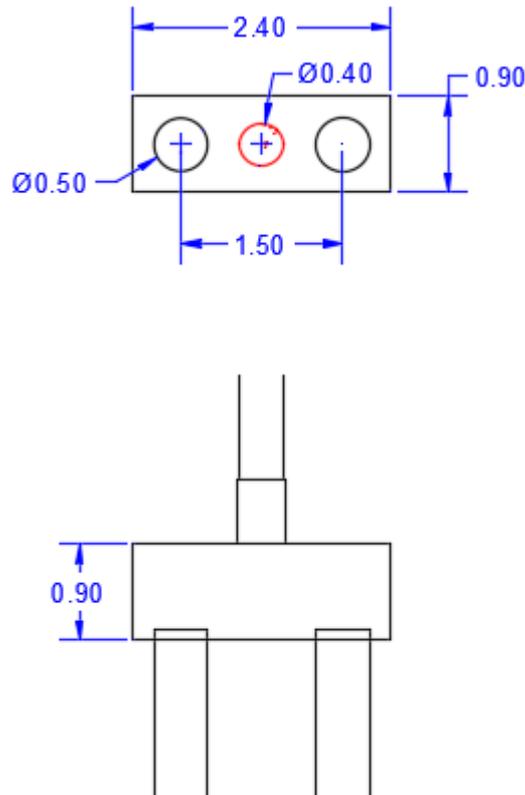
Considerando un coeficiente de seguridad $v=3$:

$$R_T = 38,25 Tn < N_s = 48,89 Tn ; "M.C"$$

Por lo tanto, no verifica, sin embargo el momento de vuelco lo produce el viento que es una carga accidental, por lo tanto consideramos que la longitud es correcta y verifica, con un factor de seguridad $v=2,34$ para cargas accidentales.

– Fundación de Columnas Secundarias:

La fundación de estas columnas será de cabezales de dos pilotes, arriostrados con vigas de 40x40 en la dirección normal al cabezal.



Las cargas más grandes que llegan a la base son:

$$P_s = 82,5 Tn \qquad P_u = 111,9 Tn$$

Como se vio anteriormente un pilote de $\phi=0,5m$ y $L=6m$ resiste 38,25 Tn, por lo que:

PROYECTO FINAL – INGENIERÍA CIVIL

$$R_T = 38,25 \text{ Tn} < N_s = 41,25 \text{ Tn} ; "M.C"$$

No verifica, sin embargo esto sucede en una sola columna, por lo que lo damos por válido, teniendo esta base un coeficiente de seguridad $v=2,78$.

– Fundación de Tabiques:

Los tabiques se fundarán con zapatas corridas tipo viga de fundación a 1,50m de profundidad, coincidiendo con el fondo de los cabezales.

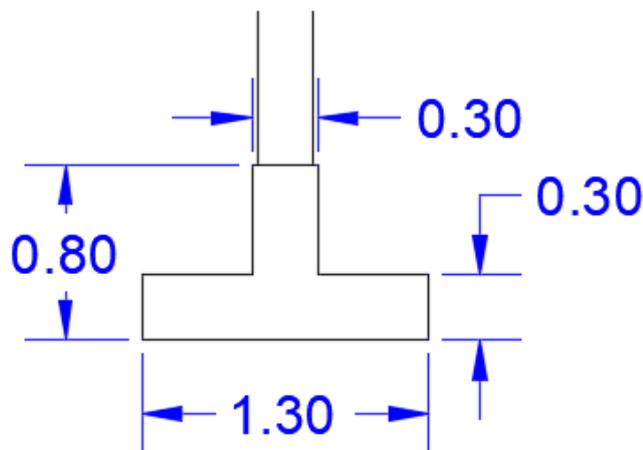
Las cargas más grandes que llegan a la base son:

$$P_s/m = 10 \text{ Tn} \qquad P_u/m = 13,2 \text{ Tn}$$

La tensión admisible dada por el estudio de suelo para zapatas continuas a 1,00m de profundidad es de 8,02 Tn/m², por lo que para 1,50m se espera un valor mayor, sin embargo tomamos como valido el valor dado, entonces:

$$– A_{nec} = 1,24 \text{ m}^2$$

Se termina adoptando la siguiente sección:



BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Ángel Maydana, (2009), Guía de estudio 9: Estereoestructuras. Cátedra: Estructuras – Nivel 4, Universidad Nacional de la Plata.
- Arq. Vedoya D.E, Arq. Prat E.S, (2009), Estructuras de Grandes Luces. Tecnología y Diseño, Corrientes, Argentina: Ediciones del ITDHu.
- Navarro Díaz G.P, Rivas I.E, Montanaro M.I, (2014), Diseño de Estéreo Estructuras de Planta Rectangular, Olavarría, Argentina: Asociación Argentina de Mecánica Computacional.
- Ing. Bellapart F.A, El vidrio en la Ingeniería Estructural: Propiedades Esenciales, SAU.
- Cámara del Vidrio Plano y sus Manufacturas de la República Argentina, CAVIPLAN, Manual del Vidrio Plano, 4ª Edición.
- Cornejo M.O , Lacombe Aller L.M, Holman D.M, (2008), Análisis de acciones de viento en edificios singulares. Aplicación al Hotel Vela de Barcelona, Barcelona , España.
- Hernández F.C, Jaca R.C, Natalini B., Godoy L.A, (2016), Cargas de Viento en Tanques de Almacenamiento, Buenos Aires: Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.
- Moreno V.C, (2015), Calculo del Flujo Compresible alrededor de Perfiles Aerodinámicos en los Regímenes Subsónico y Transónico, Sevilla, España: Universidad de Sevilla.