

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE CUBIERTA TEXTIL Y GRADERÍO DE CONCRETO  
ARMADO PARA EL CAMPO DEPORTIVO DE LA PUCP**

## **MEMORIA**

Tesis para optar el Título de Ingeniería Civil, que presenta el bachiller:

**Juan García-Lastra Zorrilla**

**ASESOR: Carlos Sosa Cárdenas**

Lima, enero de 2018

## RESUMEN DE LA TESIS

Esta tesis desarrolla el diseño de un graderío de concreto armado en el campo de fútbol del lado Norte del campus PUCP, así como de una estructura metálica sobre ella con una membrana tensada.

Tanto la cubierta como el graderío fueron diseñados por el alumno, mediante programas de modelado CAD y cálculo de estructuras variados. Se muestran en la memoria los diferentes pasos de diseño y comprobaciones.

Aparte del desarrollo de la memoria de diseño y cálculo con los planos correspondientes, se incluye una introducción y posterior desarrollo del campo de las tensoestructuras, aquellas conformadas por membranas tensadas.

La estructura del documento de la tesis se compone por:

- Memoria de diseño y cálculo
- Anexo de descripción de estructuras tensadas
- Estudio de mecánica de suelos
- Planos

La memoria expone de forma preliminar los antecedentes del proyecto, su objeto, un estado del arte de las estructuras tensadas, el análisis multicriterio, normativas estructurales utilizadas, selección de materiales, hipótesis de carga y posteriores procesos de diseño y cálculo de los diferentes tipos de estructuras de concreto armado, acero y membrana tensada.

El anexo de descripción de estructuras tensadas explica el funcionamiento, propiedades y fundamentos de cálculo y diseño recogidos de diferentes fuentes bibliográficas.

El estudio de mecánica de suelos del lugar donde se ejecutaría el proyecto ha sido realizado para la PUCP en el año 2012, para una ampliación de la Facultad de Arte.

Los planos definen geoméricamente las dos estructuras: la cubierta textil con su soporte de acero y correspondientes cimentaciones y el graderío de concreto armado, también con sus cimentaciones.

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>2</b>
1.1. ANTECEDENTES .....	2
1.2. OBJETO .....	3
1.3. ESTADO DEL ARTE .....	4
1.4. DATOS DE PARTIDA .....	12
1.5. SELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN .....	13
1.5.1. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO .....	13
1.5.2. DESCRIPCIÓN DE LA GRADA.....	15
1.5.3. SELECCIÓN DE LA PROPUESTA DE CUBIERTA .....	18
1.5.4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA DE CUBIERTA.....	21
<b>2. BASES DE DISEÑO.....</b>	<b>24</b>
2.1. NORMATIVA.....	24
2.2. MATERIALES .....	24
2.2.1. ACERO .....	24
2.2.2. CONCRETO .....	24
2.2.3. PVC .....	24
2.3. HIPÓTESIS DE CARGA .....	26
<b>3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO.....</b>	<b>28</b>
3.1. SOFTWARE UTILIZADO.....	28
3.1.1. ixForTen4000 .....	28
3.1.2. SAP2000.....	36
3.2. CÁLCULO DE LA CUBIERTA.....	37
3.2.1. CON ixForTen4000.....	37
3.2.2. CON SAP2000 .....	43
3.2.3. COMPROBACIÓN DE PANDEO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.....	46
3.2.4. UNIONES DE LOS ELEMENTOS METÁLICOS.....	48
3.2.5. CIMENTACIONES.....	49
3.3. CÁLCULO DE LA GRADA.....	55
3.3.1. CARGAS DE GRAVEDAD .....	58
3.3.2. CARGA DE SISMO .....	60
3.3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA GRADA.....	63
3.3.3.1. ARMADURA DE FLEXIÓN DE LAS VIGAS.....	63
3.3.3.2. ARMADURA DE CORTANTE DE LAS VIGAS .....	65
3.3.3.3. ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS .....	66
3.3.3.4. ARMADURA DE CORTANTE DE LAS COLUMNAS .....	68
3.3.3.5. ARMADURA DE FLEXIÓN DE LAS LOSAS.....	69
3.3.3.6. CÁLCULO DE ESFUERZOS CORTANTES DE LOSAS .....	71
3.3.3.7. DISEÑO DE LAS ZAPATAS.....	71
<b>4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>73</b>
<b>5. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>79</b>

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. ANTECEDENTES

El presente proyecto “Diseño de cubierta textil y de graderío de concreto armado para el campo deportivo de la PUCP” ha sido realizado con motivo de Trabajo de Fin de Máster tanto para el Máster de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) como para la Licenciatura en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) de acuerdo al Plan de Doble Titulación acordado entre ambas.

La meta del proyecto es diseñar una grada cubierta para los espectadores del campo de fútbol de la PUCP, pudiendo llegar a un aforo de alrededor de 1.300 personas. Se ubicará en uno de los laterales del campo de fútbol, situado en la zona norte del campus de la universidad.

La razón de este proyecto es la mejora de las instalaciones de la universidad. Se pretende que el espectador pueda disfrutar de los partidos de fútbol en la grada de forma cómoda, con una cobertura casi total que proteja del sol o de la lluvia.

Se decidió hacerlo en la universidad por la facilitación de datos por parte de los archivos de la universidad y por desconocimiento del alumno de zonas de Lima donde este proyecto pudiese aplicarse.

## 1.2. OBJETO

El objeto del presente PFC es que el alumno aprenda sobre todo aquello que abarca un proyecto de este tipo de construcciones: tanto el graderío de concreto, como la estructura metálica, como la parte de membrana tensada.

Se pretende que el alumno, a lo largo de la redacción del proyecto, aplique conocimientos aprendidos en la carrera y complementado con investigación sobre temas relacionados con este tipo de estructuras. Algunos de los más generales:

- **Diseño y cálculo estructural**  
Ello incluirá procesos de diseño, uso de software especializado, normativa vigente de dimensionamiento y elaboración de los planos y anexos necesarios.
- **Materiales específicos**  
En la obra en cuestión se utilizarán materiales comunes, como acero y concreto, pero también membranas textiles compuestas por fibras de poliéster con recubrimiento de PVC (Cloruro de Polivinilo).
- **Elaboración y configuración de planos**  
Para la presentación del proyecto será necesaria la correcta elaboración de planos de sus dimensiones y detalles.
- **Manejo del software pertinente**  
El alumno hará uso del software adecuado para poder realizar proyectos de este tipo. Entre ellos AutoCad, ixForten4000 y SAP 2000.

### 1.3. ESTADO DEL ARTE

El deporte, el ocio y la recreación son importantes en el mundo de hoy en todos los niveles de la sociedad, ya sea rico o pobre, joven o viejo, discapacitado o no. Internacionalmente son una gran fuerza para la paz y la comprensión.

En los niveles de excelencia más altos son necesarias las buenas instalaciones para entretenimiento y competición. Es un fenómeno de nuestro mundo moderno que los campeones se conviertan en héroes e ídolos de la sociedad y su desempeño tiene un gran efecto sobre la moral de la población.

Sin embargo, la excelencia debe verse como el vértice de la pirámide que tiene que estar sostenida en su base por la participación masiva en todos los niveles. Esta participación masiva es importante por otras razones, incluyendo los grandes beneficios sociales que aporta el deporte. Dennis Howell dijo una vez: “Un buen deportista es un buen ciudadano”. El espíritu del buen deportista y el juego limpio beneficia a la sociedad.

El Movimiento Olímpico, que fue revivido a finales del Siglo XIX por el gran Barón de Coubertin, tuvo en sus comienzos en la antigua Grecia. Esto nos recuerda los aspectos culturales más profundos de los ideales olímpicos que iban, por cierto, más allá de la sola competición física. La belleza de las formas y el cuerpo, la escultura, la edificación y la trayectoria artística eran parte de un profundo movimiento cultural. Estos aspectos son a veces olvidados y debemos tratar de revivirlos.

La salud mejora con el ejercicio y el deporte. Hoy la gente se interesa por estar en buenas condiciones físicas. Esto favorece a la salud de los pueblos y las naciones.

El hombre, cuando juega nos recuerda la importancia del juego en la vida de las personas y particularmente en los niños. Para esto se requieren construcciones adecuadas. No debemos olvidarnos de las necesidades de los discapacitados, para quienes el deporte y la recreación son tan importantes.

Todo esto representa un gran desafío para el arquitecto que debe crear instalaciones que tengan los correctos niveles de performance para los deportistas y por supuesto para el espectador. No sólo importa la función, sino también la necesidad de crear un ambiente que eleve el deporte y atraiga a los usuarios para que vuelvan una y otra vez.

*Geraint John, Secretario del grupo de trabajo de Deporte, Recreación y Turismo de la Unión Internacional de Arquitectos y Exjefe de Arquitectos del Consejo de Deportes de Gran Bretaña  
(Fuente bibliográfica 4.3)*

De acuerdo con las fuentes bibliográficas 4.3, 4.5, 4.10, 4.11 y 4.12:

La idea general de este proyecto se podría clasificar en la temática de la arquitectura textil. Se puede definir como arquitectura textil como aquella práctica de la construcción que utiliza las estructuras tensadas como cables, membranas, redes como elementos principales.

Las estructuras tensadas se encuentran en otras disciplinas además de la arquitectura, como en la vela, los primeros aviones, globos aerostáticos, redes de pesca...

Los orígenes de la arquitectura textil se remontan a la prehistoria, al ser concebida por la necesidad de construir refugio de los primeros pueblos nómadas. Dada la hostilidad de los lugares donde se hallaban, sus hogares debían ser livianos, abrigados y con materiales fáciles de obtener.

El concepto tienda se define como una estructura sostenida que está cubierta por material flexible, en aquel caso, pieles de animales. Tal era su simpleza que requerían pocos materiales básicos para construirse: largos palos, pieles y huesos de animales. Tuvieron particular éxito en aquellos lugares donde había grandes necesidades de movilizarse, por la escasez de alimento y las severas condiciones climáticas. Entre esos lugares tan inhóspitos caben destacar la tundra siberiana, la región de Alaska y otras zonas casi polares por donde la historia llevó a la humanidad.

Aquí se pueden encontrar muestras de estas pequeñas estructuras de hasta 40.000 años atrás.

Se practicaba habitualmente la forma cónica en las tiendas, que dejaba correr la lluvia, aguantaba contra los vientos fuertes y permitía ventilar el humo de los fuegos interiores (Figura 1).

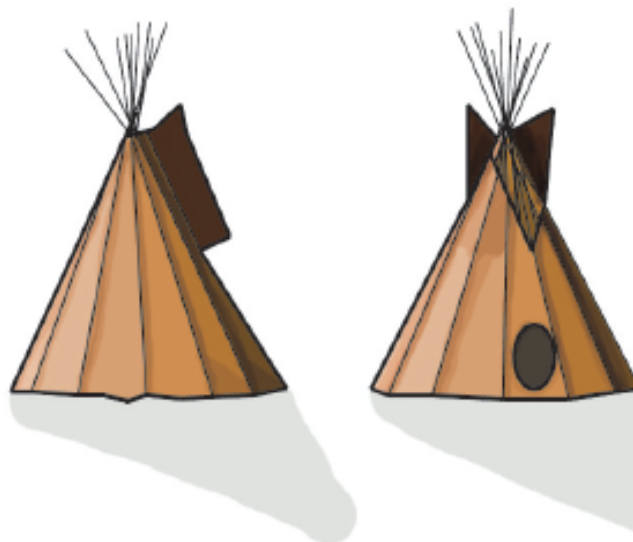


Figura 1 Dibujo de tienda típica de las antiguas poblaciones nómadas

Fuente bibliográfica 4.3

En las regiones desérticas más cálidas, pueblos como los beduinos, bereberes, kurdos o magrebíes, utilizaban otro tipo de arquitectura. Se parece más a lo que se hacen hoy día. Se basa en telas apoyadas sobre cables que están fijados a postes o mástiles. Los materiales eran más permeables y dejaban pasar el aire a través, de forma que refrescaban el interior mientras generaban sombra (Figura 2).

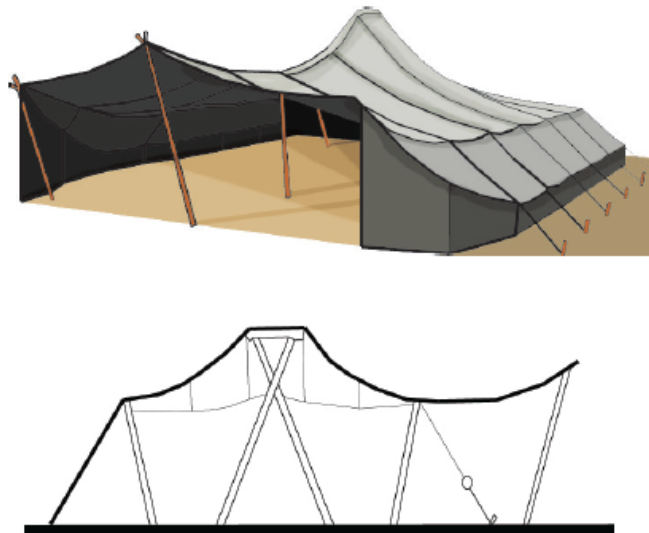


Figura 2 Tienda típica de las regiones desérticas.

Fuente bibliográfica 4.3

Más adelante en la historia se ven otras aplicaciones que se le dieron a las estructuras textiles, las telas.

Los primeros usos de las velas para los barcos datan de hace más de 5.000 años. Es otra de las grandes aplicaciones con mayor repercusión de las estructuras textiles, facilitando así el transporte marítimo durante siglos, superando al medio predecesor, la embarcación de remos.

En la antigua Roma se decidió dar el salto de la vela a la arquitectura textil, a la hora de cubrir anfiteatros o coliseos, ya que estas cubiertas eran telas retráctiles y se operaban mediante cuerdas y mástiles. Eran antiguos marineros quienes montaban y operaban estos complejos toldos (Figura 3).



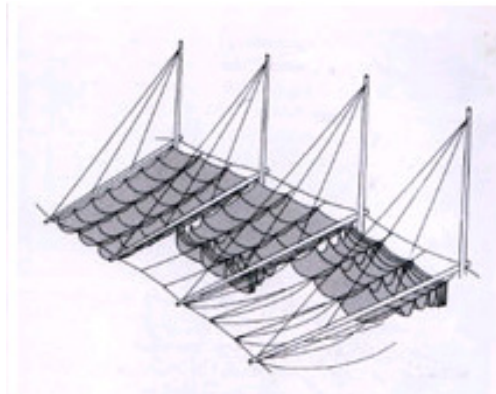


Figura 3 Sistema de toldos de la era romana

Fuente: [velariasytensioestructuras.blogspot.com.es](http://velariasytensioestructuras.blogspot.com.es)

Otra gran aplicación de las telas en la historia del hombre fue la de su uso en las primeras máquinas voladoras. Se usaban grandes superficies textiles para aprovechar su bajo peso y gran capacidad aerodinámica. Desde las primeras cometas chinas, pasando por los globos aerostáticos y acabando con los hermanos Wright.

Cuando se habla de estructuras textiles no solo se habla de las telas sustentadas, sino también de las estructuras que hacen posible esta sustentación: mástiles y cables, sobre todo.

Es con los primeros cables (o más bien cuerdas) con los que se desarrollan los primeros puentes colgantes. Se empieza a aprovechar el potencial de la funicularidad hace más de 4.000 años.

En aquel entonces se utilizaban piezas de madera sustentadas por cuerdas para hacer pasarelas, llegando a luces de hasta casi 250 metros. Una vez que se desarrolla por completo la fabricación del acero, los puentes colgantes pueden aumentar sus luces de manera importante, hasta llegar a ser los puentes modernos de hoy día (Figura 4).



Figura 4 Puente de Brooklyn, ejemplo de sistema de cables atirantados

Fuente bibliográfica 4.3

Hablando ahora de la arquitectura textil moderna, tal como se entiende hoy, hay que remontarse a mediados del siglo XX. Antes no se consigue implantar del todo este tipo de arquitectura dado que resolver los problemas de resistencia y durabilidad de los materiales empleados en las cubiertas para que se pudiesen consagrar.

Existen muestras de arquitectura textil en los siglos inmediatamente anteriores al XX, pero siendo estos casos aislados. Es hace alrededor de 60 años cuando se da el pistoletazo de salida de esta práctica.

El comienzo de las estructuras de doble curvatura también conocidas como anticlásticas o sillas de montar se da en 1952, con el Raleigh Livestock Arena en Carolina del Norte, EEUU (Figura 5). Fue diseñada por el arquitecto Matthew Nowicki y el ingeniero Freud Severud. Consiste en un conjunto de cables en dos direcciones, con curvaturas contrarias, anclados a dos arcos inclinados de concreto, de forma que la cubierta se apoya sobre esta malla. La disposición de los arcos de concreto permite esa doble curvatura anticlástica de los cables.



Figura 5 Raleigh Livestock Arena, Carolina del Norte, EEUU

Fuente bibliográfica 4.3

Frei Otto sobresale en el campo de las estructuras tensadas en esta época. Fue el pionero en soluciones geométricas simples que respondían a requerimientos estructurales complejos que pueden surgir en la arquitectura textil.

Una de sus mayores fuentes de inspiración fueron las burbujas de jabón, plantas microscópicas, telas de araña y otros ejemplos de estructuras textiles encontrados en la naturaleza (Figura 6). Es así como descubre el funcionamiento de estas formas, ya que la naturaleza las emplea continuamente, ahorrando al máximo en material y consiguiendo así una gran eficacia.

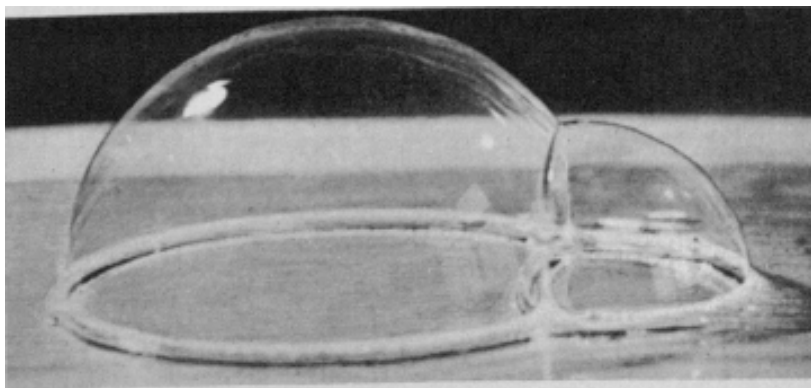


Figura 6 Forma de burbuja estudiada por Frei Otto

Fuente bibliográfica 4.4

El primer gran proyecto de Frei Otto de arquitectura textil (8.000 m<sup>2</sup>) fue el pabellón de Alemania en la Expo de Montreal de 1967. En su momento no había material capaz de sostener las tensiones que la forma requería, pero a través de una red de cables sobre la que se apoyaba el material de la cubierta consiguió llevar a cabo su diseño.

Sin embargo, la obra cumbre de este arquitecto es la cubierta del estadio olímpico de Múnich para los juegos olímpicos de 1972 (Figura 7).



Figura 7 Estadio olímpico de Múnich

Fuente: [www.dw.com](http://www.dw.com)

Existen materiales textiles hoy día que pueden soportar mayores tracciones que un cable de acero y teniendo una vida útil sobre los 30 años.

Otro gran hito de la arquitectura textil es el desarrollo provocado por Horst Berger, un ingeniero que, colaborando con Frei Otto, hizo que se implantasen de forma definitiva las estructuras textiles en la arquitectura. Sus modelizaciones matemáticas de las formas de las membranas hicieron posible su desarrollo completo. De esta forma el diseño dio un paso de gigante. Previo a Berger,

el diseñador tendría que observar las formas que una pompa de jabón adaptaría en una serie de alambres de metal hechos a escala de la obra real, o congelar una tela mojada para que mantuviera su forma y así estudiarla (Figura 8). Hoy día todo esto se hace a través de programas de ordenador.

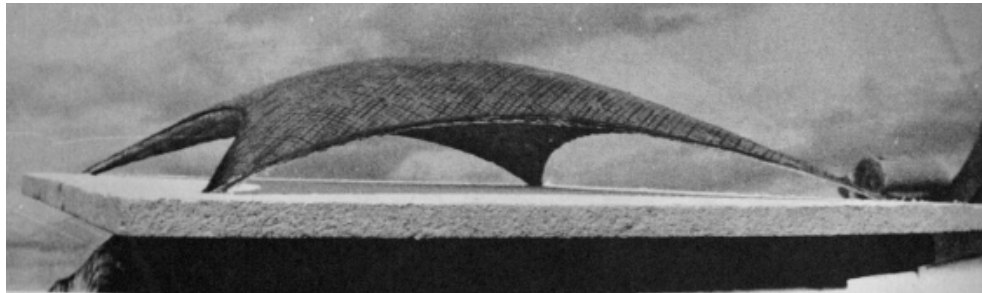


Figura 8 Modelo de cubierta hecho de resina de poliéster

Fuente bibliográfica 4.4

Berger también fue uno de los pioneros en la arquitectura textil, como el aeropuerto de Jeddah, en Arabia Saudita (Figura 9), o la cubierta del aeropuerto internacional de Denver.



Figura 9 Terminal del aeropuerto de Jeddah, Arabia Saudí

Fuente: redskyshelters.com

A día de hoy, las tensoestructuras y la ciencia de los materiales avanzan a gran velocidad, siendo uno de los mayores ejemplos de arquitectura moderna conocida y un recurso habitual a la hora de dotar esteticidad a las construcciones (Figura 10).



Figura 10 Watercube de Pekín, ejemplo de tensoestructura neumática de ETFE

Fuente: [parqueplaza.net](http://parqueplaza.net)

## 1.4. DATOS DE PARTIDA

Los datos topográficos fueron proporcionados por la administración de la universidad, revelando una ubicación adecuada para la construcción de las futuras instalaciones (Figura 11).

La zona donde se construirá el graderío tiene una orografía llana, sin ningún tipo de irregularidades. De esta forma, poco movimiento de tierras será necesario para acomodar las futuras obras. Los trabajos previos que serán necesarios son desbroce de los árboles y nivelación y compactación del terreno.

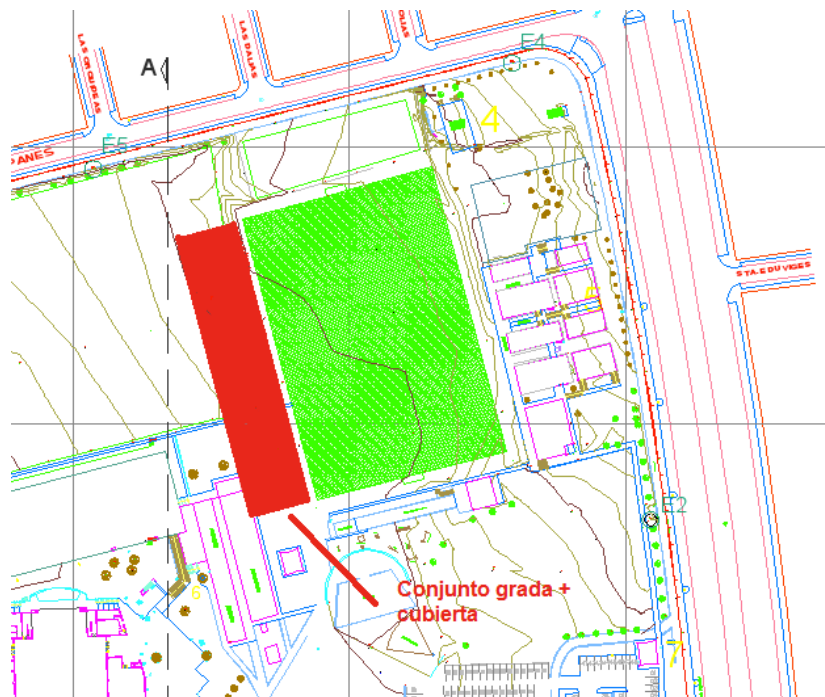


Figura 11 Ubicación del conjunto de grada y cubierta junto al campo de fútbol en la PUCP

Fuente: PUCP

Adicionalmente, la Administración de la Universidad proporcionó los datos geotécnicos de la zona, utilizados para la construcción de la Facultad de Artes.

## 1.5. SELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

### 1.5.1. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO

El campus de la PUCP se sitúa en el distrito de San Miguel, en la zona oeste de Lima (Figura 12).

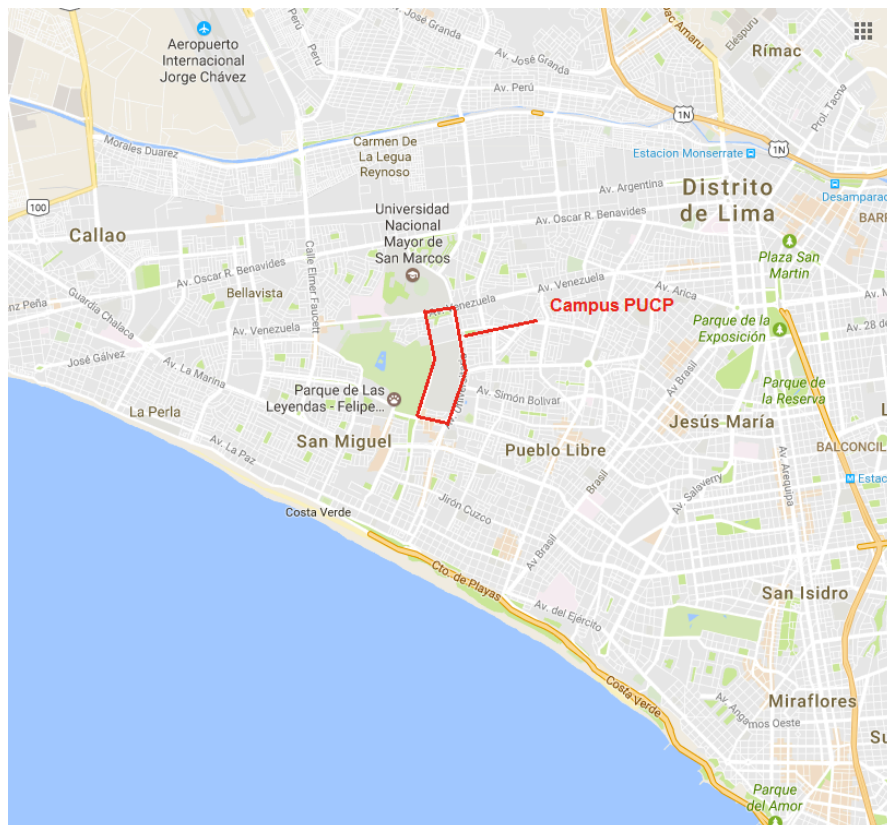


Figura 12 Ubicación del campus PUCP en Lima

Fuente: Google Maps

La estructura en cuestión se ubica en la zona norte del campus de la PUCP, donde se encuentran las instalaciones deportivas (Figura 11).

El graderío y su cubierta se situarán en el costado oeste del campo de fútbol, ocupando parte del campo de rugby y parte de los vestuarios de la zona deportiva (Figura 13 y 14).



Figura 13 Situación preexistente en el lateral del campo de fútbol



Figura 14 Situación preexistente en el lateral del campo de fútbol



### 1.5.2. DESCRIPCIÓN DE LA GRADA

De 86,6 metros de largo por 11,4 de ancho y 6,15 metros de altura, podrá albergar a cerca de 1300 espectadores. Se extenderá a lo largo de la banda del campo de fútbol, de modo que la perspectiva siempre sea idónea desde cualquier punto de las localidades (Figura 15):

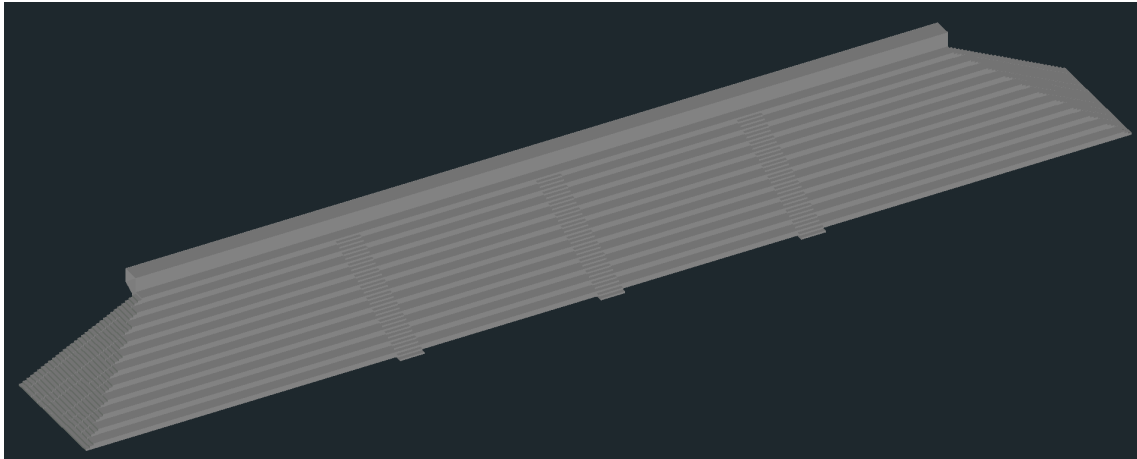


Figura 15 Vista tridimensional de la estructura de la grada de concreto

Tiene un sistema de pórticos en las dos direcciones, de forma que está arriostrado en las dos direcciones principales (Figura 16):

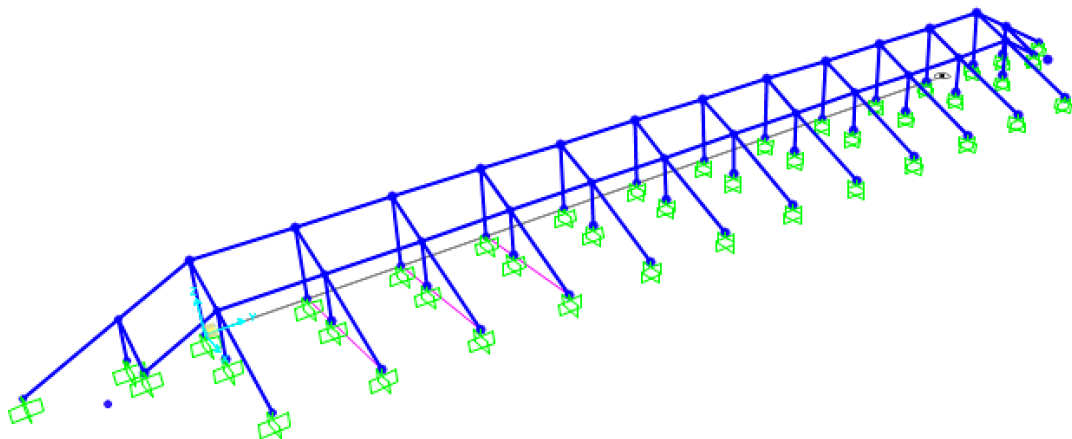


Figura 16 Modelo estructural entero de la grada en SAP2000

Tiene dos tipos de secciones transversales, según haya presencia de vigas o de losas (Figura 17 y Figura 18):

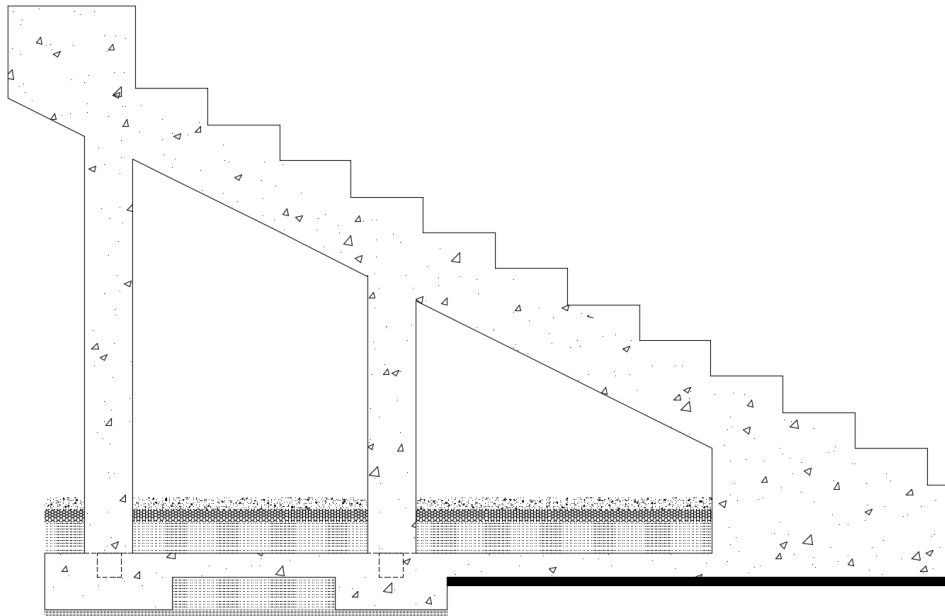


Figura 17 Pórtico transversal de la grada típico

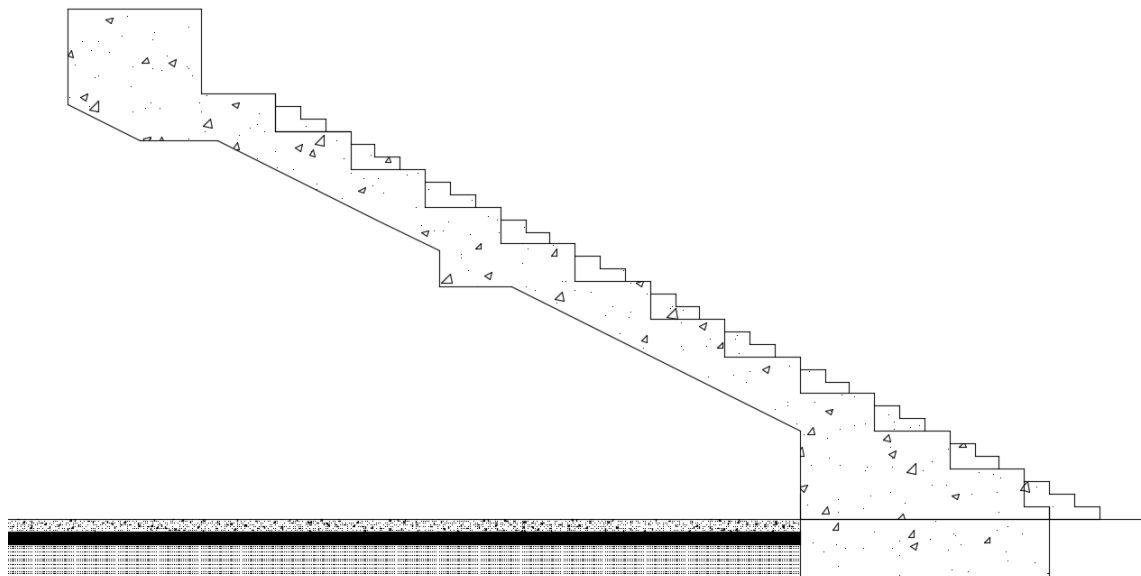


Figura 18 Sección de la grada entre pórticos transversales

En los extremos longitudinales tiene unas escaleras de acceso laterales que ocupan todo el ancho y en la parte más central tiene 3 tramos de escaleras de acceso frontal.

Algunos de los factores que más importan a la hora de definir las dimensiones de la sección transversales son: el aforo deseado, la altura máxima que se le decida otorgar a la estructura, y el campo de visión de los espectadores.

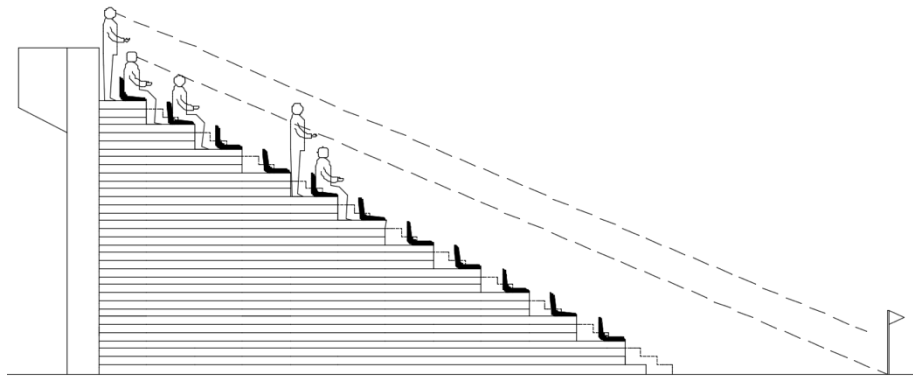


Figura 19 Vista de perfil de la grada con el campo de visión de los espectadores

Se construye con concreto in situ, sin prefabricados, dada la ausencia de prefabricados tipo grada en Perú.

Contará con asientos, escaleras como vías de acceso y los apoyos de la cubierta (situados de forma que no interrumpen la visión del evento).

La cimentación de la grada servirá también para que se arriestren los arcos lateralmente.

Las cimentaciones consistirán en pequeñas zapatas para cada columna conectadas por pequeñas vigas conectoras y una cimentación corrida de 1 metro de profundidad para la parte frontal de la grada y la parte frontal de los tramos de escaleras.

### 1.5.3. SELECCIÓN DE LA PROPUESTA DE CUBIERTA

La solución final del Proyecto Final de Carrera se obtiene a través de un análisis multicriterio partiendo de tres soluciones, siendo cada una de éstas brevemente planteada para poder valorarla en cada uno de los aspectos clave que el alumno cree que definen a este tipo de estructuras.

Se decidió que la grada de concreto será la misma para todos los casos, siendo la cubierta la que tiene diferentes soluciones.

Con el objeto de conseguir un proceso de selección de alternativas normalizado se ha optado por la aplicación de un análisis multicriterio. Para ello, se parte de valoraciones de cada propuesta considerando aspectos económicos, estéticos y funcionales-técnicos. De esos aspectos se tendrá en cuenta lo siguiente:

- **Economía:** Se tiene en cuenta principalmente la cantidad de material usado para ejecutar la estructura: acero y membrana de PVC, para tener una idea de cuánto varía el coste de una propuesta a otra, dado que el coste de puesta en obra sería prácticamente igual.
- **Estética:** Se cuantifica el atractivo de la forma final de la estructura que mejor resultaría en conjunto con la grada en una escala numérica.
- **Solución funcional-técnica:** Se evalúa el planteamiento estructural más adecuado para el diseño de la cubierta, el aprovechamiento del material y la facilidad de ejecución de la solución.

La evaluación de cada aspecto de las propuestas se hará numéricamente, sumando los criterios ponderados de la siguiente manera:

Aspecto	Peso (%)
Económico	35
Estético	25
Funcional-Técnico	40

Cada aspecto de cada propuesta se valorará sobre 10, siendo la puntuación máxima relativa respecto a las demás, de forma que si una propuesta tiene un 10 en algún apartado quiere decir que es la que más destaca en ese aspecto.

- Propuesta 1:

Cuenta con mayor luz libre del textil entre arcos, que la hace más susceptible a deformaciones por cargas de viento y por tanto exige más a la estructura globalmente, provocando mayores deformaciones en ésta.

La construcción de esta propuesta no tiene apenas diferencias con la propuesta 2, excepto en la puesta de los cables y en la ejecución del textil, que es ligeramente más fácil de hacer por el contratista.

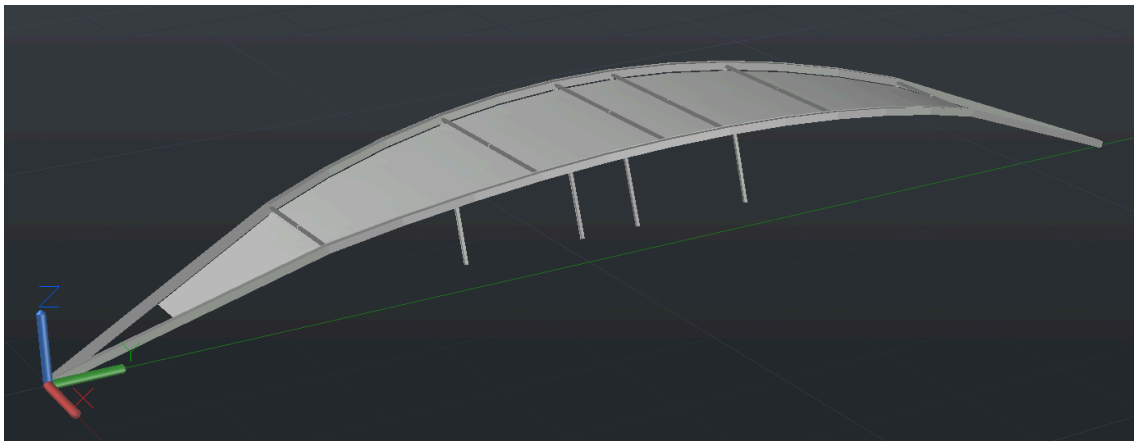


Figura 20 Cubierta de la Propuesta 1

- Propuesta 2:

La propuesta 2 es una variante de la primera con el cambio del sistema de cables que la convierte en un tipo de cubierta vaguada. Tiene una costilla adicional alineada con los cables que generan esta vaguada de forma que absorben la mayoría de esfuerzos provocados por las tensiones de éstos. Las deformaciones en este caso son menores, al canalizar mejor los esfuerzos con el sistema de cables.

Todos estos cambios hacen que tenga una mayor eficiencia estructural y mejor apariencia.

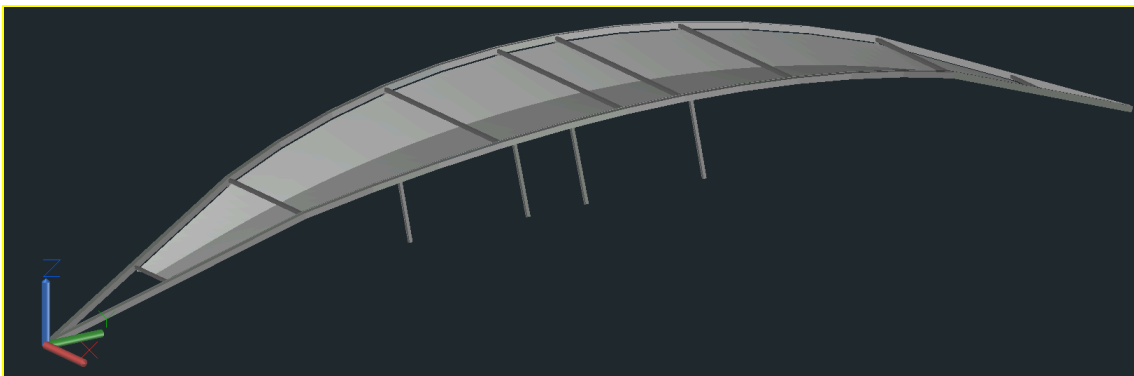


Figura 21 Cubierta de la Propuesta 2

- Propuesta 3

Esta propuesta tiene mayor cantidad de estructura metálica y menores luces libres del textil, al estar dispuestos en módulos. Es más rígida y tiene menores deformaciones, pero a su vez menos estética. Esta solución necesitaría un sistema de sujeción de textil mediante perfiles de aluminio a lo largo de los contornos de cada módulo, aumentando su coste considerablemente.

Además, supone mayores complicaciones constructivas, al tener mayor estructura metálica en altura y con mayores uniones.

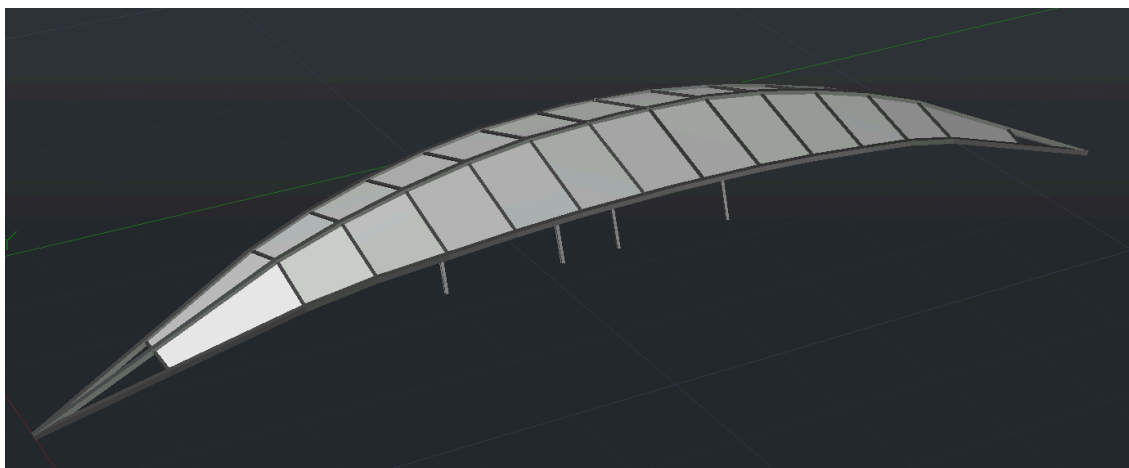


Figura 22 Cubierta de la Propuesta 3

Se presenta el resultado de la evaluación de cada propuesta:

	Economía (35%)	Estética (25%)	Solución técnica (40%)
Propuesta 1	10	8	8
Propuesta 2	9	10	10
Propuesta 3	6	7	5

Multiplicando cada puntuación por el peso de su apartado, los resultados son los siguientes:

	Economía (35%)	Estética (25%)	Solución técnica (40%)	TOTAL
Propuesta 1	$10 \cdot 0,35 = 3,5$	$8 \cdot 0,25 = 2$	$8 \cdot 0,4 = 3,2$	<b>8,7</b>
Propuesta 2	$9 \cdot 0,35 = 3,15$	$10 \cdot 0,25 = 2,5$	$10 \cdot 0,4 = 4$	<b>9,65</b>
Propuesta 3	$6 \cdot 0,35 = 2,1$	$7 \cdot 0,25 = 1,75$	$5 \cdot 0,4 = 2$	<b>5,85</b>

Por tanto, la propuesta 2 es la que se proyectará.

#### 1.5.4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA DE CUBIERTA

Constará principalmente de un esqueleto principal y uno secundario.

- Principal:

El principal está compuesto de los arcos, con arranques rectos y después continuación en curva parabólica. Nacen de sus propias cimentaciones y también se apoyan en las cimentaciones de la grada mediante columnas de apoyo.

Los arcos tienen cerca de 100 metros de luz y 14 metros de flecha, de forma que cubre con soltura la grada y se extiende a lo largo de todo el campo de fútbol. Tienen una sección de cajón rectangular de 540x500x20 mm.

Para fijar el PVC, los arcos cuentan en una de sus esquinas interiores a la grada con una barra de acero que servirá para fijar la membrana mediante unas piezas metálicas y de pultrusión de fibra de vidrio (Figura 23).

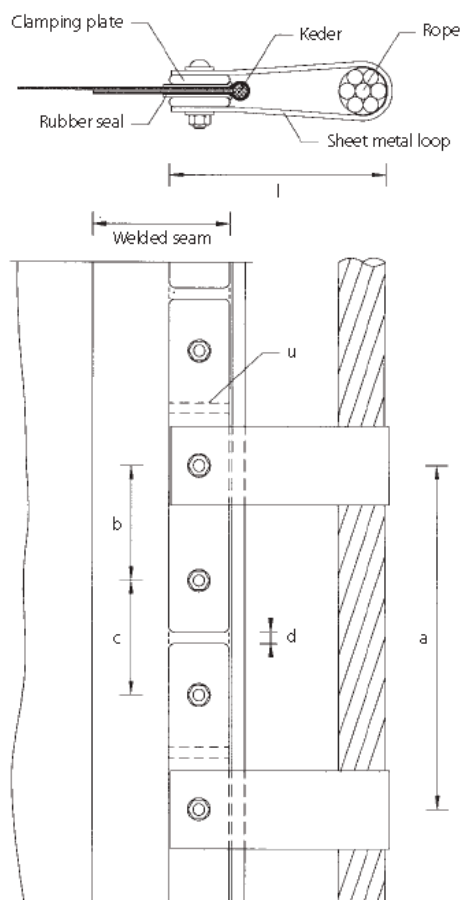


Figura 23 Detalle del borde de la membrana con la estructura

El arranque y el final de los arcos contará con una pieza cilíndrica que hace que los esfuerzos que recorren los bordes interiores de los cajones se unifiquen en una placa que se apoya directamente sobre la cimentación. (Sección A en los planos).

- Secundario:

El secundario consta de barras de acero transversales (costillas) al eje de los arcos, de modo que los fija lateralmente, y de los apoyos verticales de uno de los arcos, de forma que los arriostra conjuntamente de forma lateral. Estarán alineados, de forma que en la parte de los arcos donde se unen por costillas, se unirá también al suelo, de forma que los esfuerzos se transmiten con mayor fluidez.

Las costillas y los apoyos tendrán también una sección de cajón cuadrada de 300x300x10 mm. Están unidas al arco mediante cartelas de unión que se montan en el taller con toda la estructura, tal como se muestra en los planos de detalle. De esa forma estarán unidos rígidamente a los arcos de forma que se considere doble empotramiento, consiguiendo así menores deflexiones en el arco que no está arriostrado verticalmente.

Los apoyos están cimentados conjuntamente con las columnas que están alineadas con ellos.

Dada la distribución de esfuerzos de la tela sobre la estructura, deben ponerse más costillas en la parte central de la luz de los arcos dado que ahí las fuerzas son mayores. A medida que se acercan a los apoyos serán menos frecuentes.

Además, los extremos de la membrana se ven fijados a un sistema de cables que controlan la forma de ésta, de forma que no hay deflexiones elevadas y se arriostran sobre los arcos con las mazarotas, elementos de anclaje de cables y que se unen a la estructura de los arcos (Figura 24). Estos elementos generan unas concentraciones elevadas de esfuerzos que son absorbidas por la costilla ubicada encima.





Figura 24 Modelo 3D de la mazarota de agarre de los cables

Cubrirá enteramente las localidades de la grada, de forma queda sombra y protege de la lluvia a los espectadores desde la mayoría de ángulos posibles.

En total, la superficie cubierta por la membrana es de alrededor de 1200 m<sup>2</sup>.

## 2. BASES DE DISEÑO

### 2.1. NORMATIVA

Las normativas que se seguirán para el análisis estructural son las siguientes:

- Norma E.060 – Concreto Armado
- Norma E.020 - Cargas
- AISC 360-16 – Specification for Structural Steel Buildings
- UNE-EN 1993 – Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero
- EAE – Instrucción de acero estructural

### 2.2. MATERIALES

#### 2.2.1. ACERO

El acero estructural que se utilizará es de tipo A992fy50 americano, equivalente a un S355 europeo, de 355 MPa ó 3550 kgf/cm<sup>2</sup>.

La armadura del concreto será A615 Grado 60, de  $f_y = 420$  MPa ó 4200 kgf/cm<sup>2</sup>.

Los materiales descritos tienen nomenclatura norteamericana dado que lo habitual en Perú es encontrarlos de este modo.

#### 2.2.2. CONCRETO

Se utilizará concreto de 4000 psi, equivalente al que tiene  $f_c = 280$  kgf/cm<sup>2</sup>.

#### 2.2.3. PVC

El material textil utilizado para la cubierta será el Ferrari Precontraint 1302, cuyas características se muestran en la página siguiente.

Se decide este material más grueso dadas sus condiciones favorables de durabilidad, ya que esta clase de Ferrari particularmente tiene una vida útil de 30 años.

Características técnicas del Ferrari Precontraint 1302 seleccionado para la cubierta.  
Fuente: Ferrari

Características técnicas	Précontraint 1302 S2	Précontraint 1302 Fluotop T2	Normas
Aplicación	Estructuras móviles o permanentes	<b>Clima tropical</b> , estructuras fijas y permanentes	
Tratamiento de superficie (derecho/revés)	PVDF / PVDF	PVDF ALTA CONCENTRACIÓN / PVDF	
Confección	Soldable	Soldable después de la abrasión	
Hilo	PES HT 1100/2200 Dtex	PES HT 1100/2200 Dtex	
Peso	1350 g/m <sup>2</sup>	1350 g/m <sup>2</sup>	EN ISO 2286-2
Espesor total	1.02 mm	1.02 mm	
Ancho	180 cm	178 cm	[+1mm/-1mm]
Resistencia a la tracción (urdimbre/trama)	800/700 daN/5cm	800/700 daN/5cm	EN ISO 1421
Resistencia al desgarro (urdimbre/trama)	120/110 daN	120/110 daN	DIN 53.363
Adherencia	13 daN/5cm	13 daN/5cm	EN ISO 2411
Reacción al fuego			
Euroclase	<b>C-s2,d0</b> /EN 1350-1	<b>C-s2,d0</b> /EN 1350-1	
Clasificación	<b>B1</b> /DIN 4102-1 • BS 7837 • Test2/NFPA 701 • CSMF T19		
Garantía*			



\* Las características técnicas indicadas son valores medios, con una tolerancia de +/- 5%

Longevidad	Précontraint 1302 S2		Précontraint 1302 Fluotop T2		Normas
Espesor de recubrimiento en la cresta de los hilos	300 micras		300 micras		
Longevidad de la adherencia del barniz	QUV A 4000 h	conforme	QUV A 4000 h	conforme	Test Scotch
Evolución del blanco	QUV A 4000 h	$\Delta E = 5.5$	<b>QUV A 4000 h</b>	<b><math>\Delta E = 3.5</math></b>	CIE Lab
Resistencia a los micro-organismos**	--		Método A: Grado 0, excelente		EN ISO 846
Propiedades óptico-solares	ASHRAE 74-1988	EN 410	ASHRAE 74-1988	EN 410	
Transmisión Solar (Ts)	5%	4.5%	5%	5%	
Reflexión Solar (Rs)	76%	78%	76%	78%	
Factor Solar (g)	10%	8.5%	10%	9%	
Transmisión de luz visible (Tv)	--	3%	--	3.5%	
Reflexión de luz visible (Rv)	--	86%	--	85%	
Transmisión UV		T-UV 0%		T-UV 0%	
Transmisión de luz visible (Tv)	5.5%		6%		NFP 38511 (difusa-difusa)
Conductancia térmica global***					
Posición vertical / horizontal	U= 5.6 / 6.4 W/m <sup>2</sup> /°C		U= 5.6 / 6.4 W/m <sup>2</sup> /°C		
Prestación acústica					
Índice de atenuación	15 dBA		15 dBA		ISO 717-1
LEED Focos de calor					
Non roof (hasta 2 puntos)	Solar Reflectance Index >95%		Solar Reflectance Index >95%		SSc 7.1
Roof (hasta 1 punto)	Solar Reflectance Index >95%		Solar Reflectance Index >95%		SSc 7.2/GIB C9 (ND)
Impacto ambiental: ACV (Análisis del Ciclo de Vida)					ISO 14041-44
Análisis comparativos en función de escenarios de fin de vida	Reciclaje Taxyloop®	Incineración	Vertedero		Unidad funcional = 1 m <sup>2</sup> de material 1302 S2
Agotamiento de los recursos naturales	0.029	0.174	0.174		Kg eq. Sb
Calentamiento global	3.185	6.115	5.274		Kg eq. CO <sub>2</sub>
Consumo de energía	70.95	132.9	132.9		Megajulio eq.
Consumo de agua	161.9	406.2	404		Litro
Sistemas de gestión					
Calidad conforme a					ISO 9001
Comunicación medioambiental conforme a					ISO 14021
Certificados, etiquetas, reciclabilidad					



Rendimientos LEED y ACV (S2 y T2) disponibles bajo pedido

## 2.3. HIPÓTESIS DE CARGA

La norma peruana E.020 de cargas dicta como casos de carga de diseño de la grada las 5 siguientes combinaciones:

- 1.4CM+1.7CV
- 1.25(CM+CV) ± CS
- 0.9CM ± CS

Para los elementos horizontales de la grada las cargas pésimas provienen de la primera combinación mostrada, mientras que, para los elementos verticales, el cortante pésimo proviene de la carga de sismo.

Para la cubierta, compuesta por los arcos, las costillas y la membrana, las cargas de diseño que tienen en cuenta son: el peso propio de la estructura y las reacciones que genera el viento.

El pretensado solo se tendrá en cuenta en uno de los casos de carga de servicio.

La norma E.020 de cargas dicta que para cargas de viento se utilizarán las combinaciones:

- 1,25 (CM ± CW)

La carga de viento en servicio es igual a 26 kg/m<sup>2</sup>, obtenida con el siguiente procedimiento de la E.020:

Se usa la velocidad de viento acorde al mapa eólico anexo en la norma E.020 de cargas en Perú y la altura máxima de la cubierta

$$V = 75 \text{ km/h}$$
$$h = 14 \text{ m}$$

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

**Donde:**

$V_h$ : es la velocidad de diseño en la altura h en Km/h

$V$ : es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

$h$ : es la altura sobre el terreno en metros

$$V_h = 80 \text{ km/h}$$

Después, usando el coeficiente de barlovento pésimo (0,8) y la velocidad del viento obtenida antes, se aplica la siguiente fórmula para obtener la presión en kg/m<sup>2</sup> sobre la cubierta.

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

**Donde:**

$P_h$  : presión o succión del viento a una altura  $h$  en  $\text{Kg/m}^2$

$C$  : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4

$V_h$  : velocidad de diseño a la altura  $h$ , en  $\text{Km/h}$ , definida en el Artículo 12 (12.3)

$$P_h = 26 \text{ kg/m}^2 = 0,26 \text{ kPa}$$

Se aplicará en los cálculos tanto en presión (sentido descendente) como en succión (ascendente) dada la su variabilidad.

Las cargas que actúan sobre la estructura metálica de la cubierta son las reacciones de la carga de viento en servicio ( $26 \text{ kg/m}^2$ ) sobre el textil mayoradas por 1,25.

### 3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

#### 3.1. SOFTWARE UTILIZADO

##### 3.1.1. ixForTen4000

La membrana que compone la cubierta se calcula con el programa ixForTen4000 (versión R4.9.8).

Dicho programa, diseñado específicamente para el cálculo de elementos de membrana trabajando a tracción, permite introducir la geometría de la estructura textil, las condiciones de contorno, y las vigas y/o cables de contorno, así como aplicar unas cargas, obteniendo como resultados la geometría, las tensiones, deformaciones y reacciones propias del cálculo no-lineal del conjunto estructural.

Caso de ejemplo con ixForTen4000:

Se mostrarán los resultados de un análisis de Form-Find de una membrana sencilla con las dimensiones mostradas en la Figura 25, Figura 26 y Figura 27:

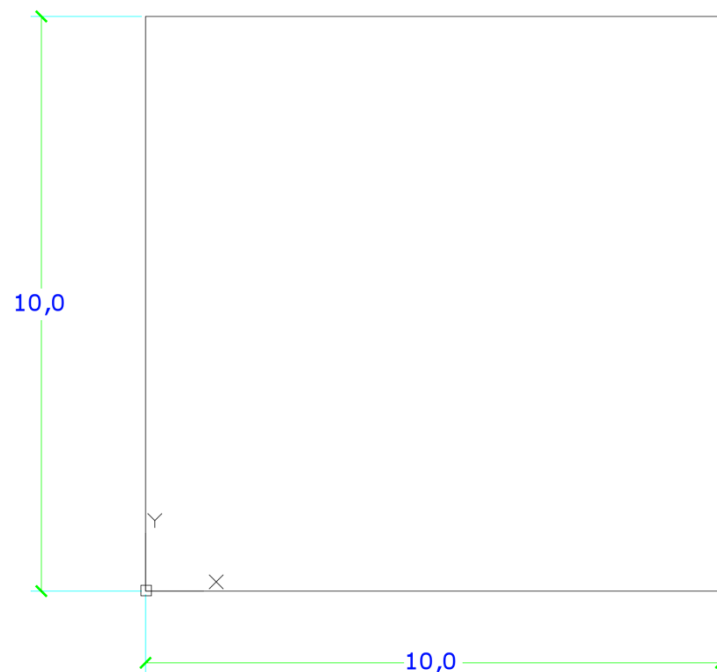


Figura 25 Dimensiones en planta de la membrana del ejemplo. Cotas en metros,

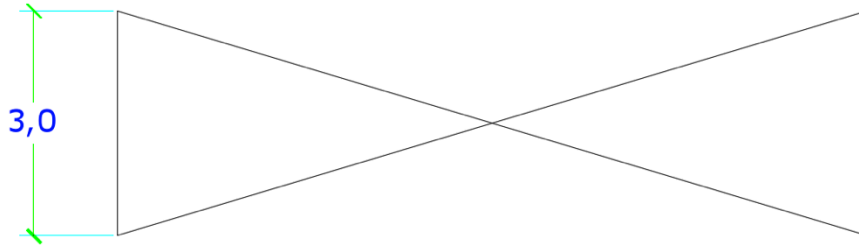


Figura 26 Dimensiones en perfil de la membrana del ejemplo. Cotas en metros

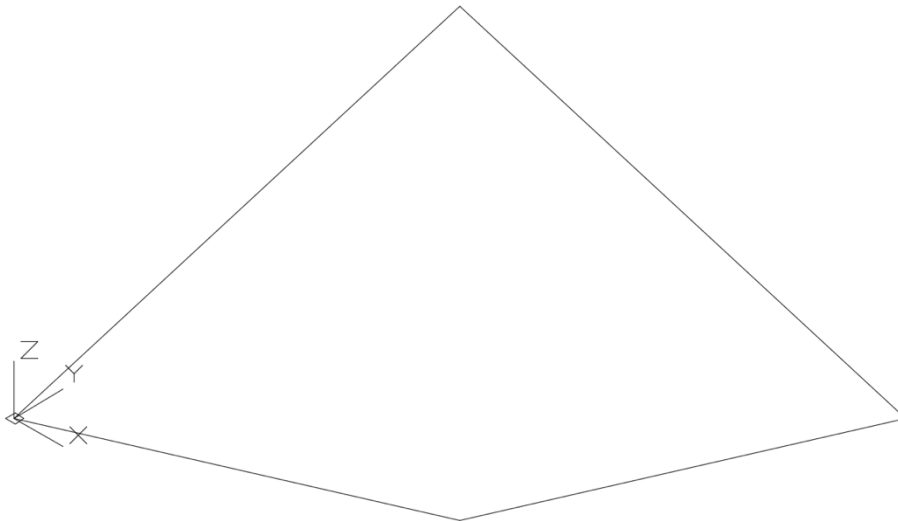


Figura 27 Vista isométrica de la membrana del ejemplo

Los contornos de la membrana estarían reforzados con cables de  $\varnothing 12\text{mm}$  tal como indica la referencia bibliográfica 5.11:

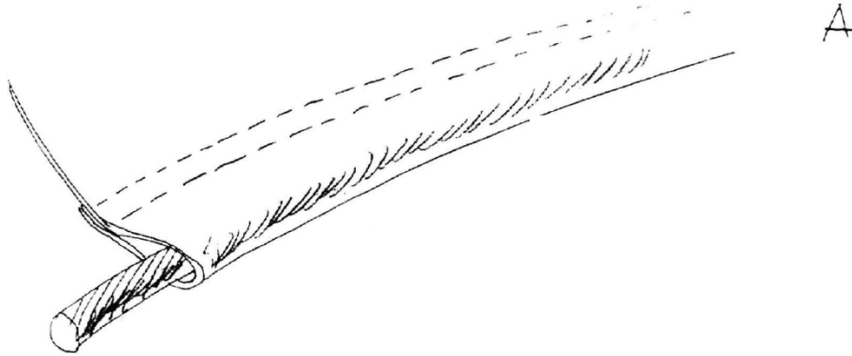


Figura 28 Sistema de bolsillo que permite tensar los bordes de la membrana uniformemente a través del cable

El tipo de membrana en este caso no tiene importancia ya que solamente se pretende ver la forma en equilibrio del contorno y sus reacciones dado un cierto nivel de pretensado. El nivel de cargas de pretensado es tan bajo que no tendrá influencia en el resultado.

Las condiciones de inicio de los dos materiales que componen la tensoestructura son:

- Cable
  - Diámetro:  $\varnothing 12\text{mm}$
  - Pretensado: 20 kN (2000 kgf)
- Membrana
  - Pretensado en trama/urdimbre: 2/2 kN/m (200/200 kgf/m)
  - Espaciado de la malla: 1m

Se restringirán los movimientos de los nodos en las 4 esquinas, de forma que devolverán sus respectivas reacciones una vez se apliquen las cargas de pretensado (Figura 32).

Se ve en la Figura 29 como el programa genera la malla de 1m de lado en proyección dentro del contorno que conforman los cables. Esa malla se definirá posteriormente como elemento de membrana.



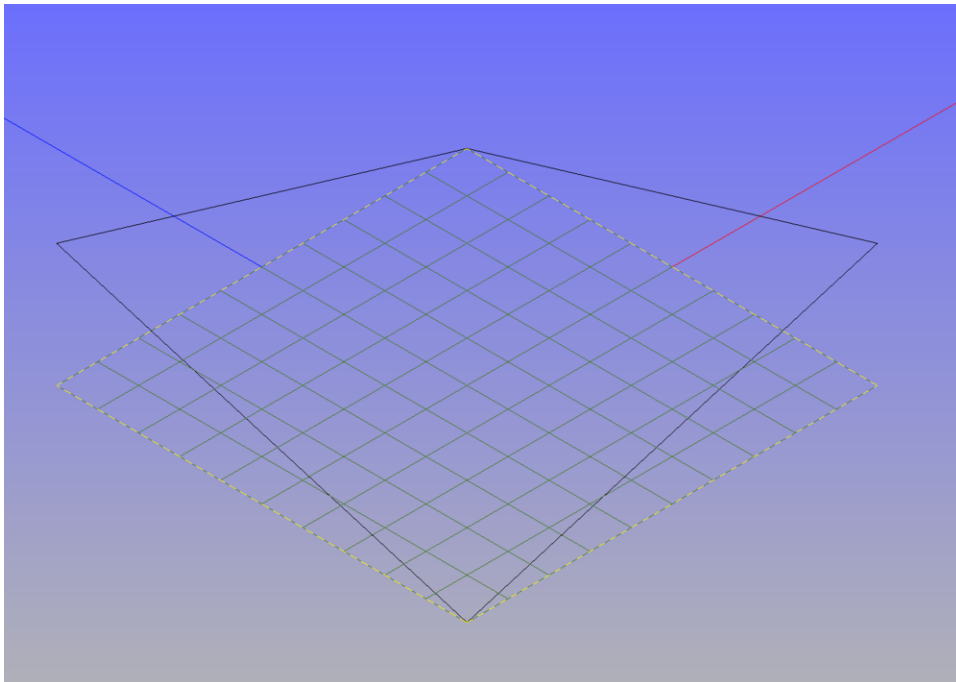


Figura 29 Proyección en planta de la membrana que el programa genera antes del Form Find

Con estas condiciones se ejecuta el Form-Find del programa y muestra la geometría de la membrana con los cables (Figura 30 y Figura 31).

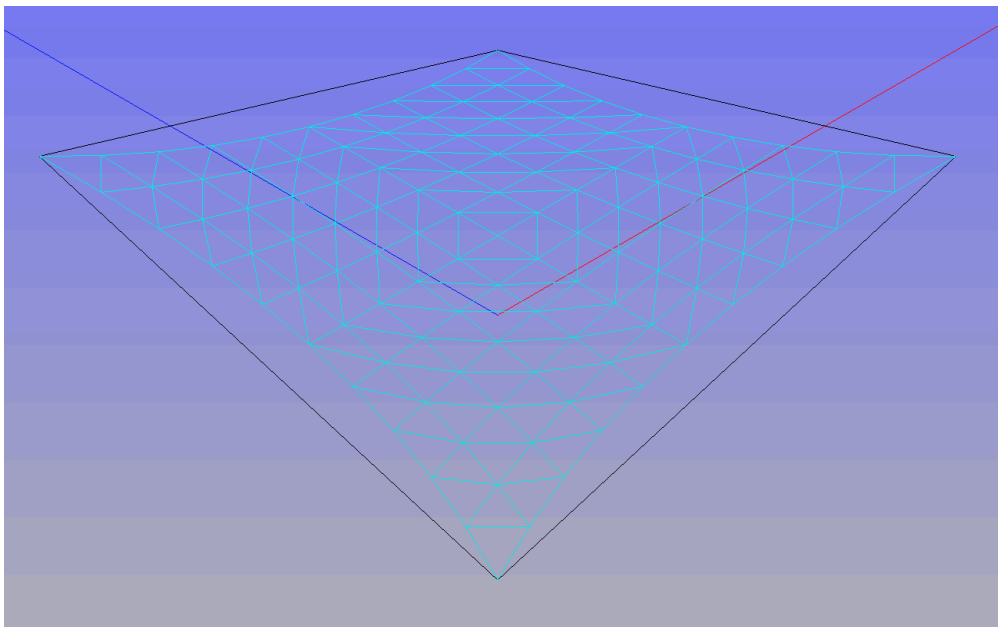


Figura 30 Malla generada con el Form Find y con las condiciones iniciales descritas

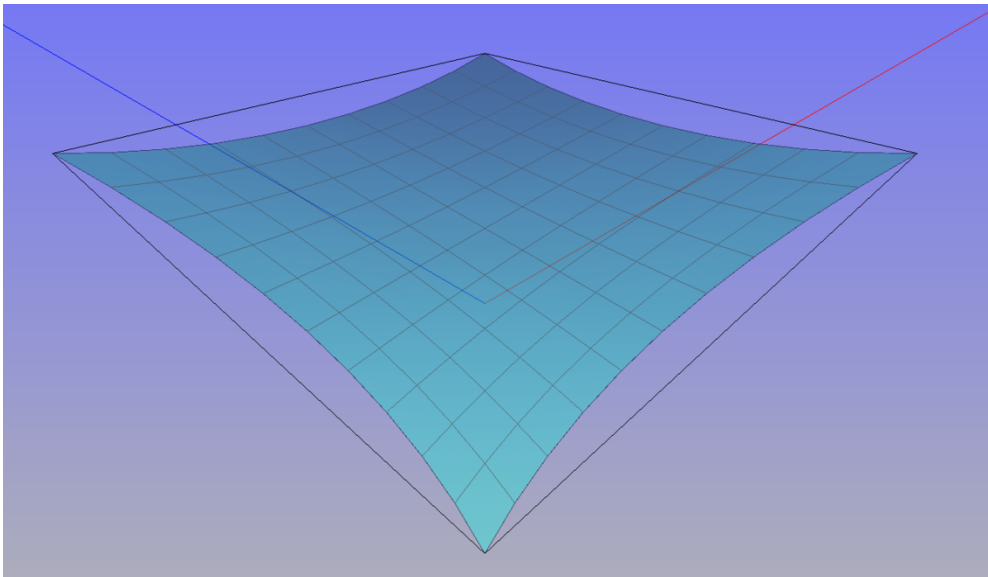


Figura 31 Vista realista sombreada de la membrana

Se pueden ver las reacciones en los nodos fijados en las esquinas:

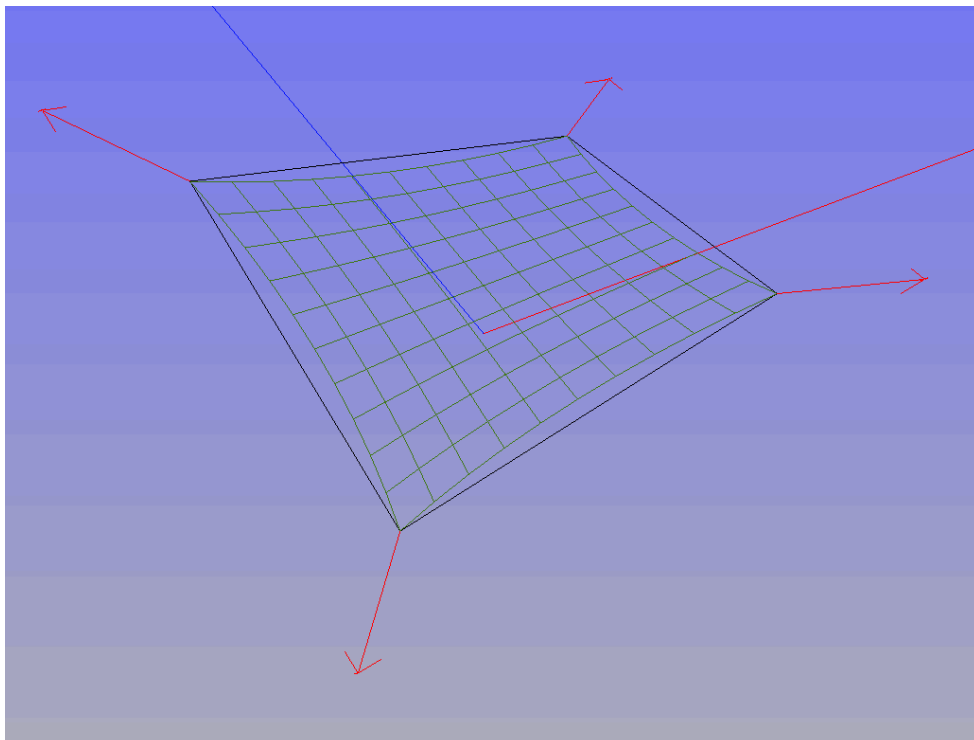


Figura 32 Reacciones en las esquinas de la membrana generadas por el pretensado del Form Find

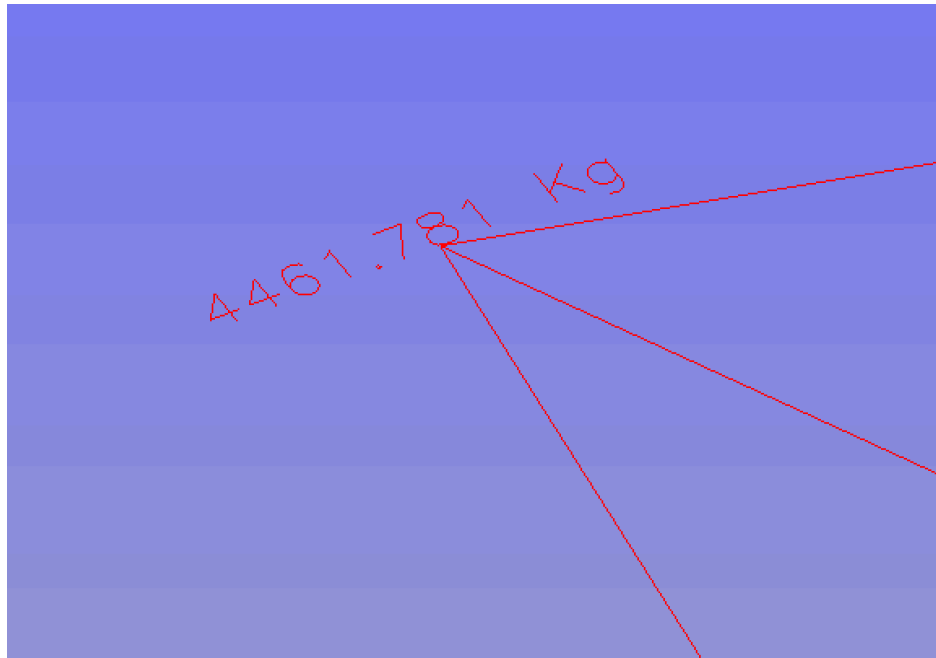


Figura 33 Valor de una de las reacciones de las esquinas antes mostradas

Las tensiones en las dos direcciones principales de la membrana:

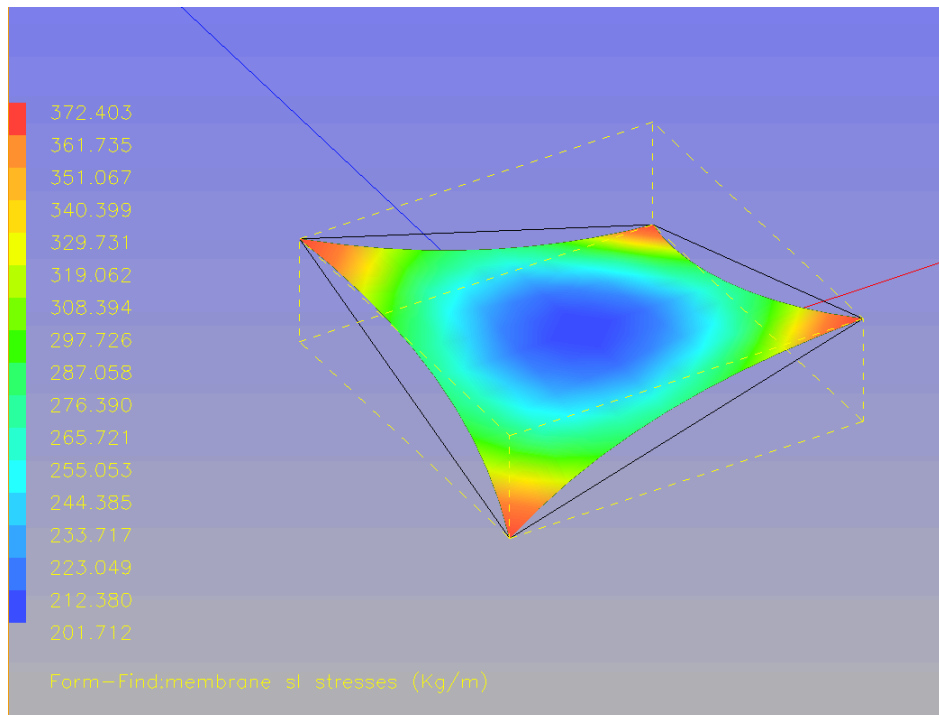


Figura 34 Diagrama de tensiones en la dirección principal en la membrana

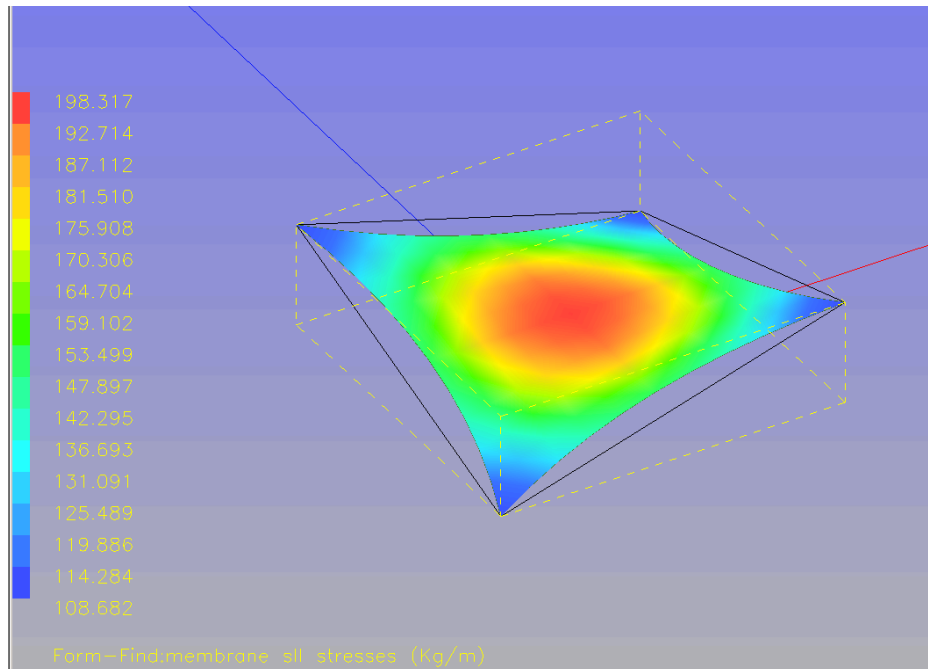


Figura 35 Distribución de tensiones en la dirección ortogonal a la principal en la membrana

Viendo un diagrama de cuerpo libre en planta y descomponiendo las reacciones en cada dirección, se puede ver en el eje X el equilibrio de la membrana:

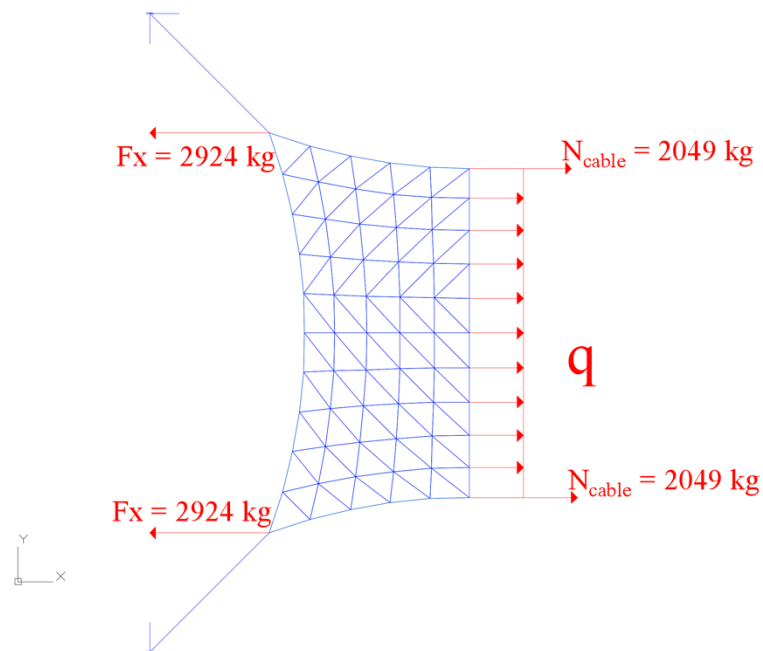


Figura 36 Diagrama de cuerpo libre en planta (plano X-Y) de la membrana

Se podrá así comprobar cuál es el pretensado de la membrana en la dirección X, asumiendo una distribución lineal de fuerzas a lo largo del ancho de la membrana (L) de 10 metros.

En los resultados del programa se puede ver que los cables están traccionados a 2049 kgf.

$$2924 \text{ kgf} \cdot 2 = 2 \cdot 2049 \text{ kgf} + q \cdot 10\text{m}$$
$$q = 175 \text{ kgf/m}$$

Se acerca bastante al pretensado de 200 kgf/m que se introdujo en el programa, dada la simplificación de distribución lineal.

Si redondeásemos a números más simples, el cálculo sería:

$$3000 \cdot 2 = 2 \cdot 2000 + q \cdot 10\text{m}$$
$$q = 200 \text{ kgf/m}$$

Esta diferencia puede deberse a la exactitud del método de cálculo usado por el programa, al espaciado de a la malla u otros factores que hacen que no se apliquen exactamente las cargas que uno define en el programa.

### 3.1.2. SAP2000

SAP2000 es un programa de modelización estructural tridimensional por elementos finitos desarrollado por CSI (Computers and Structures Inc.). A través de su interfaz 3D, SAP2000 permite la introducción de elementos estructurales unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales de distintos materiales como acero, concreto armado y concreto pretensado.

Respecto a las acciones, permite el análisis modal de eventos sísmicos, la introducción de cargas puntuales, superficiales, variaciones de temperatura, deformaciones y desplazamientos impuestos o la generación automática de cargas de viento sobre la estructura.

Posteriormente, el programa permite el análisis lineal, no lineal o por etapas de construcción de la estructura y el dimensionamiento y comprobación de los elementos estructurales de concreto y acero por medio de diversas normativas implementadas en él para los elementos unidimensionales (vigas y pilares principalmente).

## 3.2. CÁLCULO DE LA CUBIERTA

### 3.2.1. CON ixForTen4000

El primer paso del proceso de análisis es la definición en CAD de la geometría del contorno de la cubierta, sobre la que se fijará la membrana (Figura 37).

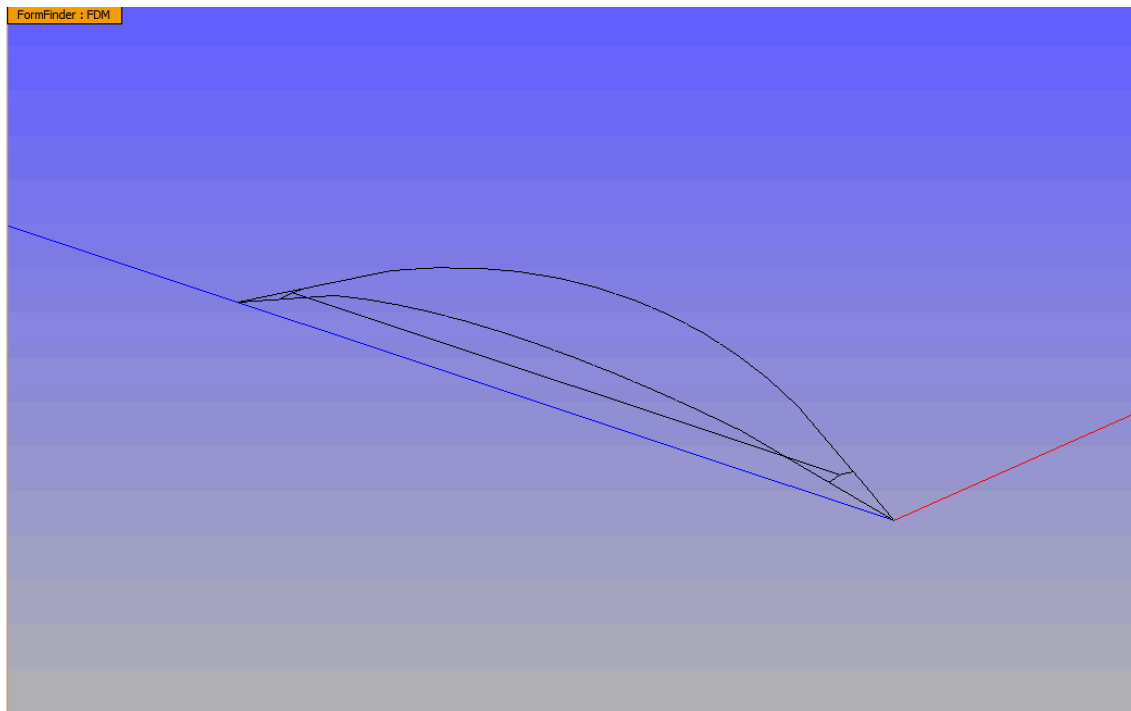


Figura 37 Elementos de contorno en ixForTen4000

Hecho eso, se definen las propiedades (secciones, materiales, deformabilidad y pretensado si lo necesitan) a los cables y la membrana. Para la estructura metálica en este programa es irrelevante, ya que es un contorno supuestamente indeformable y rígido. Para este caso las propiedades son las siguientes:

- Cable central:
  - Ø40mm
  - Pretensado 2 kN = 200kgf
  - Acero de  $f_u = 1534 \text{ MPa} = 156 \text{ ton/m}^2$
- Cables de unión del cable central con la estructura:
  - Ø28mm
  - Pretensado 4 kN = 200kgf
  - Acero de  $f_u = 1534 \text{ MPa} = 156 \text{ ton/m}^2$

- Membrana:
  - PVC tipo Ferrari Preconstraint 1302
  - Pretensado en trama de  $3 \text{ kN/m} = 0,3 \text{ ton/m}$
  - Pretensado en urdimbre de  $6 \text{ kN/m} = 0,6 \text{ ton/m}$

Cuando se definen las propiedades de la estructura se puede generar el estado de equilibrio (Form Find), que es la forma que adquieren la membrana y los cables con solamente el pretensado.

Sabiendo esta geometría se pueden aplicar las cargas de viento de succión y de presión, ya que es el estado de equilibrio del que parte el programa para hallar la forma deformada por las cargas.

Hecho esto el programa permite ver las reacciones sobre la estructura, las tensiones en la membrana y las deformaciones.

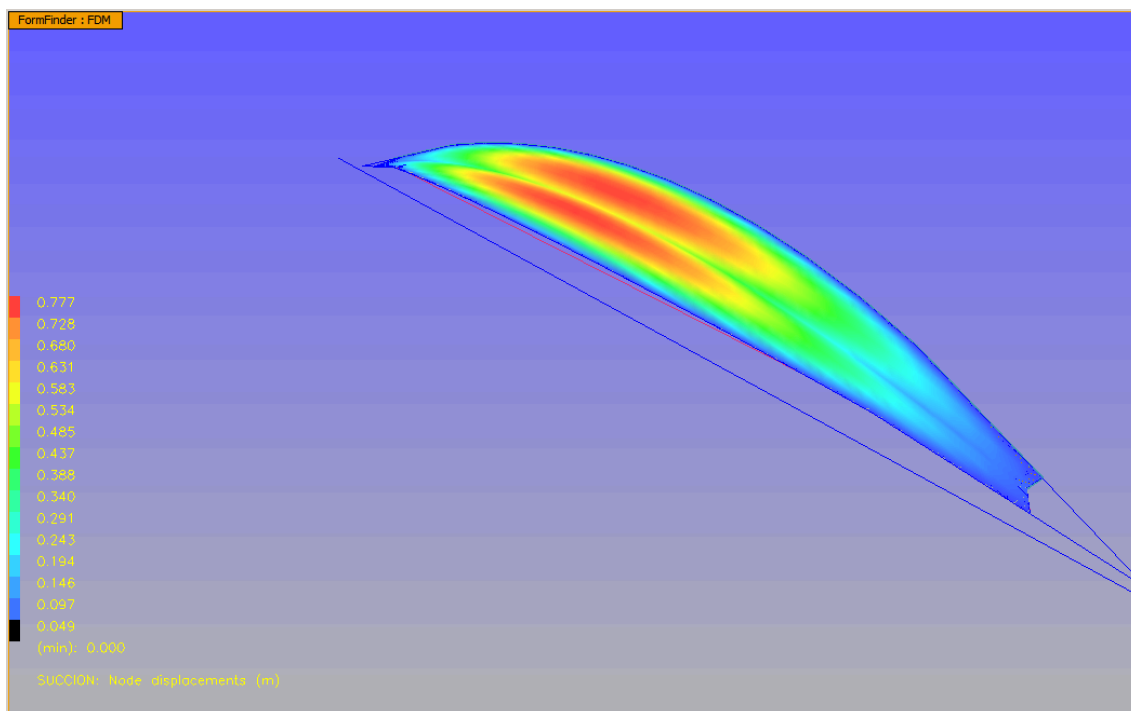


Figura 38 Deformaciones de la membrana por succión



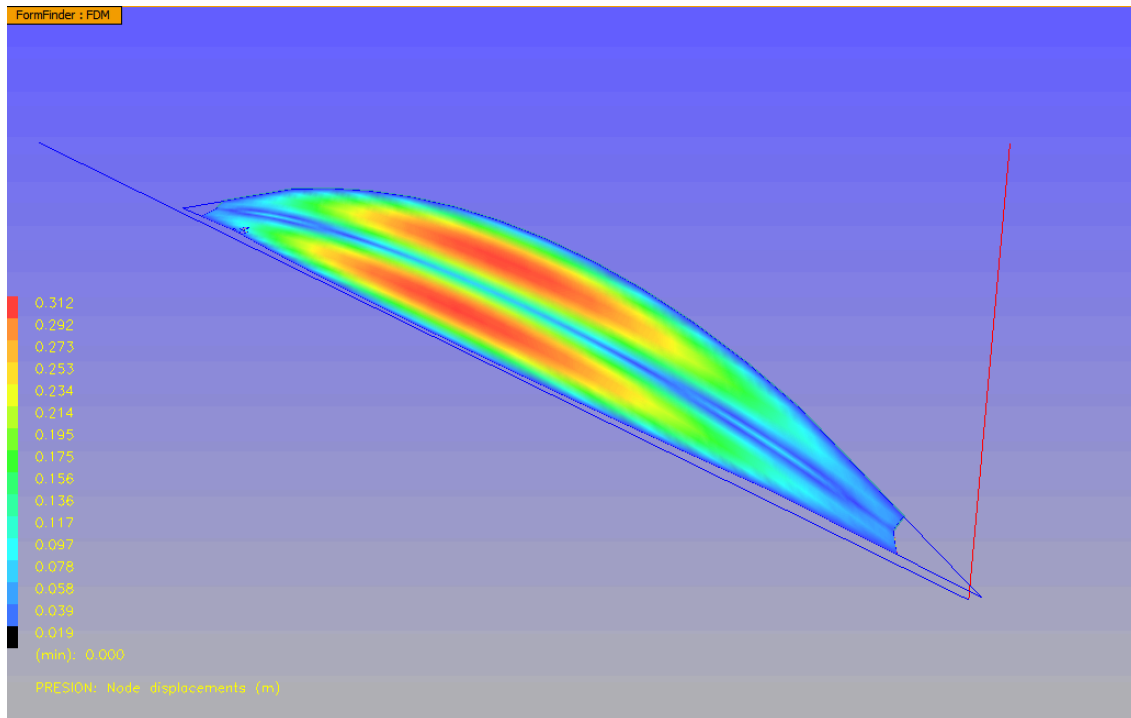


Figura 39 Deformaciones de la membrana por presión

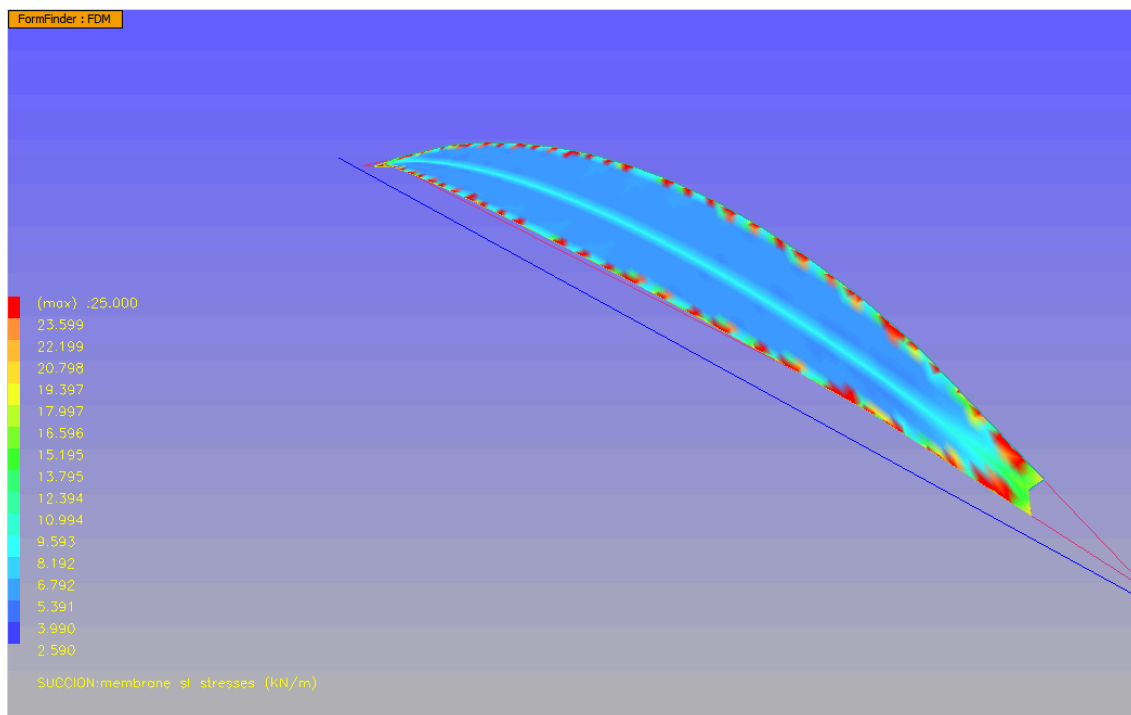


Figura 40 Tensiones lineales de la membrana en la dirección corta de la cubierta provocadas por la succión

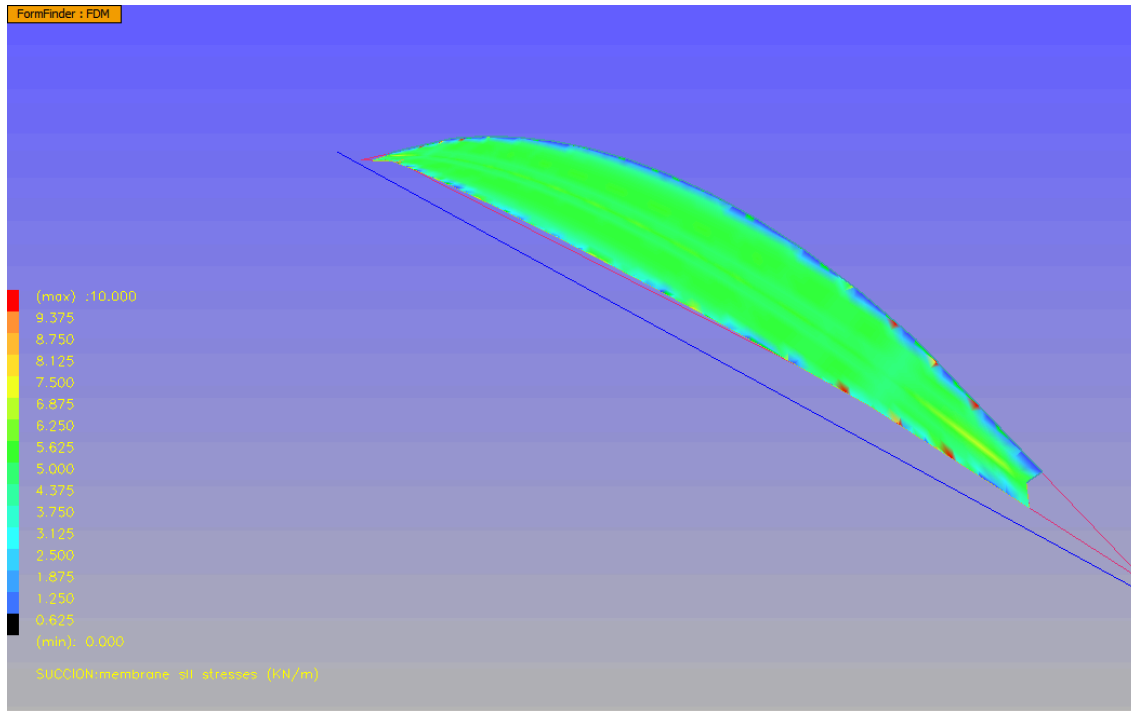


Figura 41 Tensiones lineales de la membrana en la dirección larga de la cubierta provocadas por la succión

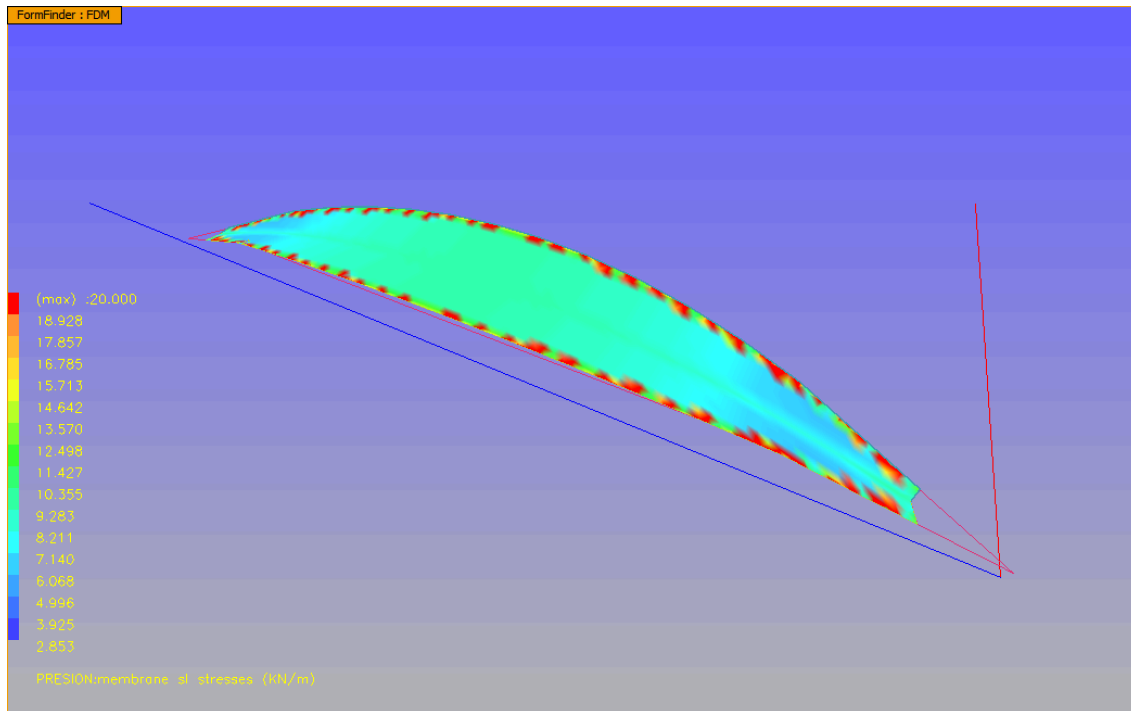


Figura 42 Tensiones lineales de la membrana en la dirección larga de la cubierta provocadas por la presión

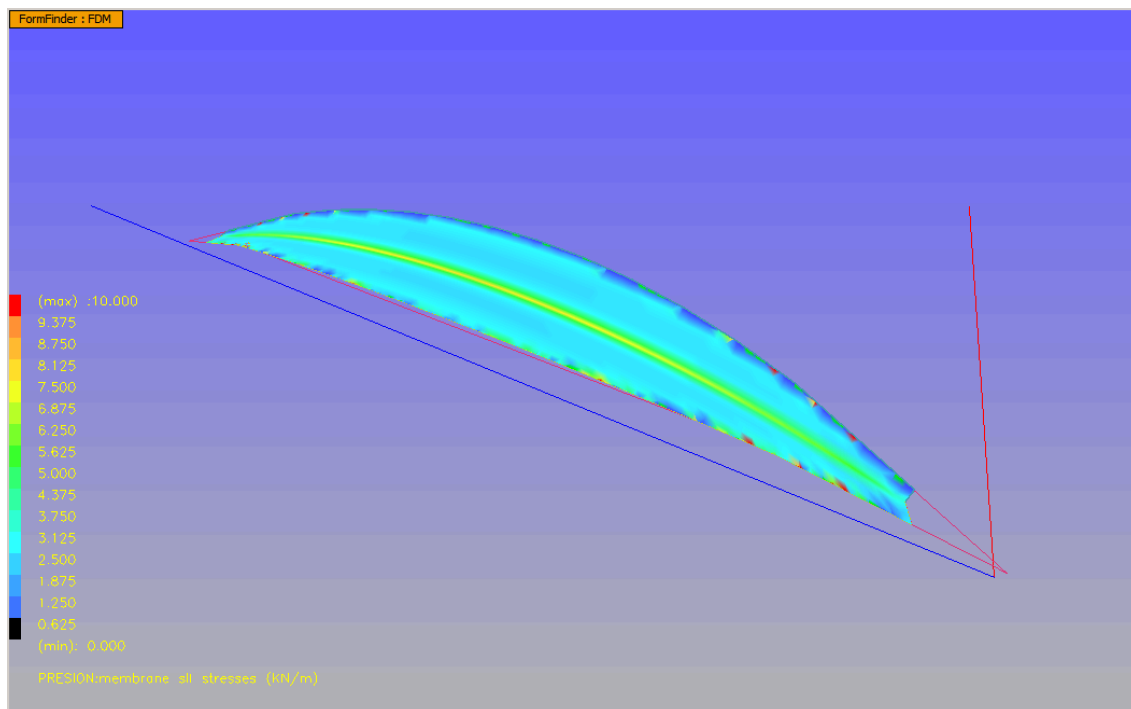


Figura 43 Tensiones lineales de la membrana en la dirección corta de la cubierta provocadas por la presión

Una vez comprobado que el rango de tensiones a la que es sometida la membrana es aceptable (20% de la tensión de rotura en servicio,  $32 \text{ kN/m} = 3,2 \text{ ton/m}$ ), y que las deformaciones son aceptables, se pasan las reacciones sobre la estructura de ForTen a cargas sobre la estructura de SAP2000, para ver cómo se comporta la estructura.

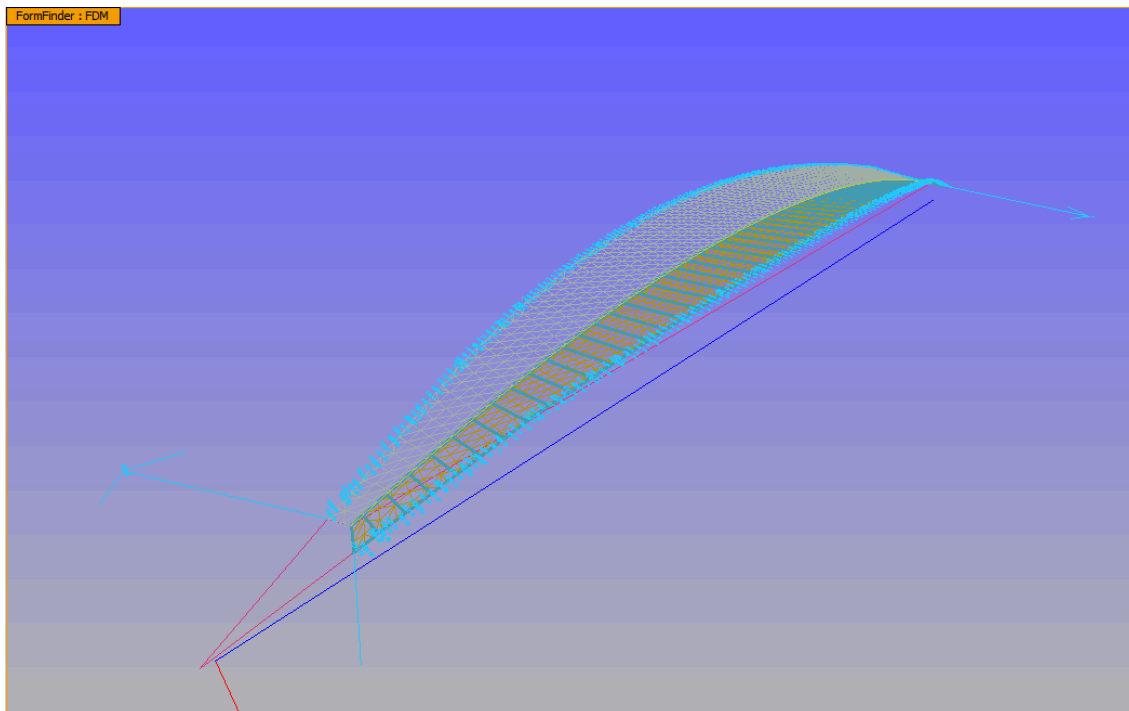


Figura 44 Reacciones que genera la membrana sobre su contorno

En SAP2000 para el dimensionamiento de la estructura se mayorarán según dicta la norma peruana para cargas eólicas y peso propio de la estructura.

### 3.2.2. CON SAP2000

Tras importar el mismo modelo estructural de CAD, se asignan los materiales y secciones a las partes de la estructura metálica.

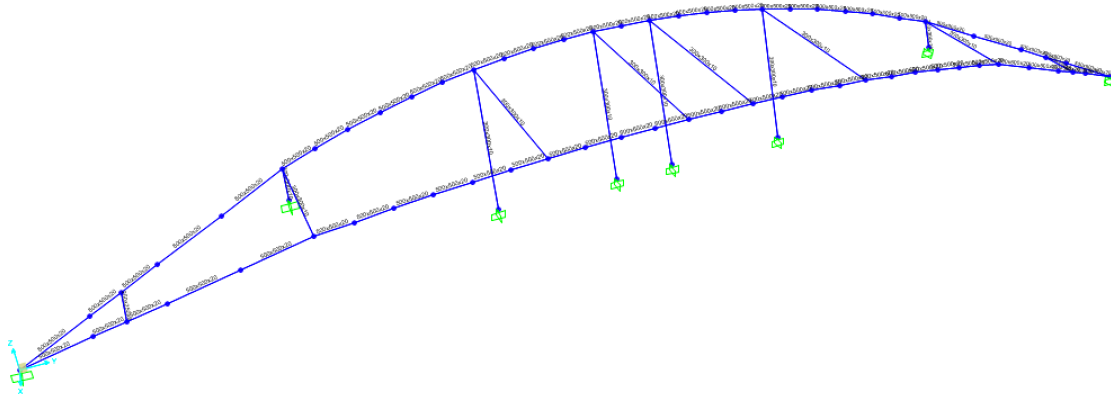


Figura 45 Modelo de la estructura metálica en SAP2000

La selección de la sección debe hacerse en base a dos criterios principales: el de resistencia, usando las cargas en Estado Límite Último y de deformaciones, en Estado Límite de Servicio.

El coeficiente de Demanda/Capacidad puede ser hallado con el SAP2000 fácilmente, haciendo una suma de los porcentajes que cada esfuerzo que actúa sobre la estructura supone frente al esfuerzo crítico correspondiente:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u,y}}{\phi M_{n,y}} + \frac{M_{u,z}}{\phi M_{n,z}} \leq 1$$

El criterio de deformaciones establece un límite máximo de deformaciones en dirección de los esfuerzos en este caso de  $L/300$ , siendo  $L$  la dimensión de la estructura en la dirección de la deformación.

En el caso de las cargas verticales de la estructura, la deformada máxima es 55 mm

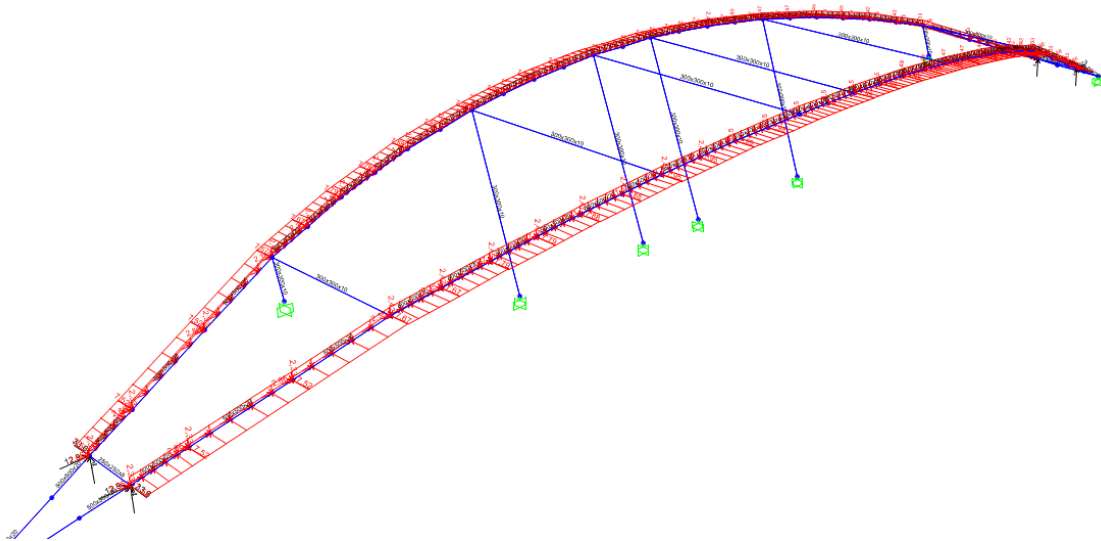


Figura 46 Cargas que actúan sobre la estructura provenientes de la membrana, antes obtenidas en ixForTen4000

En este caso, la sección elegida para los arcos es una sección cajón de 540x500x20. Tiene resistencia muy superior a las cargas solicitadas, pero por pandeo local y global, se elige este tipo de sección.

Para los apoyos que bajan del primer arco y las costillas, se usan secciones cajón de 300x300x10.

Para las dos costillas más extremas se usan cajones de 250x250x10.

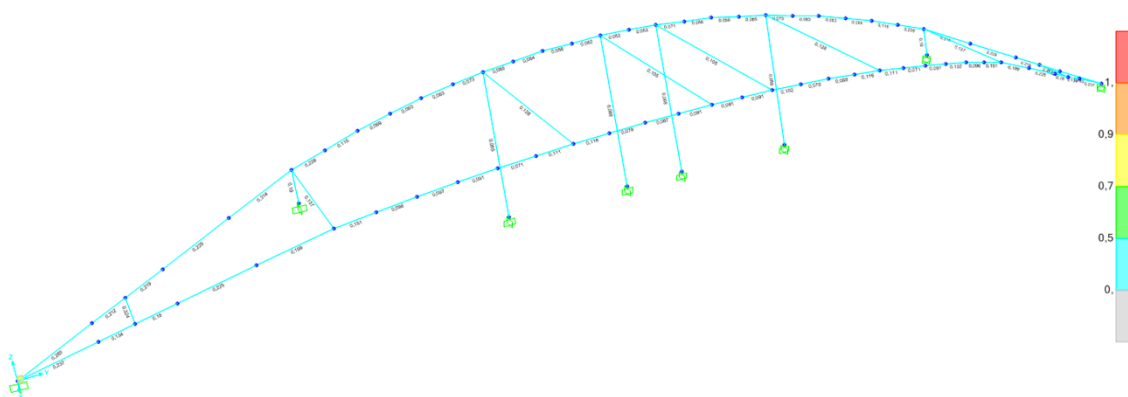


Figura 47 Coeficientes de demanda/capacidad de los elementos de la estructura metálica

Para el estudio del pandeo se crean casos de estudio de modo de pandeo con las cargas de servicio, de forma que el programa calcula los coeficientes de pandeo correspondientes de cada modo.

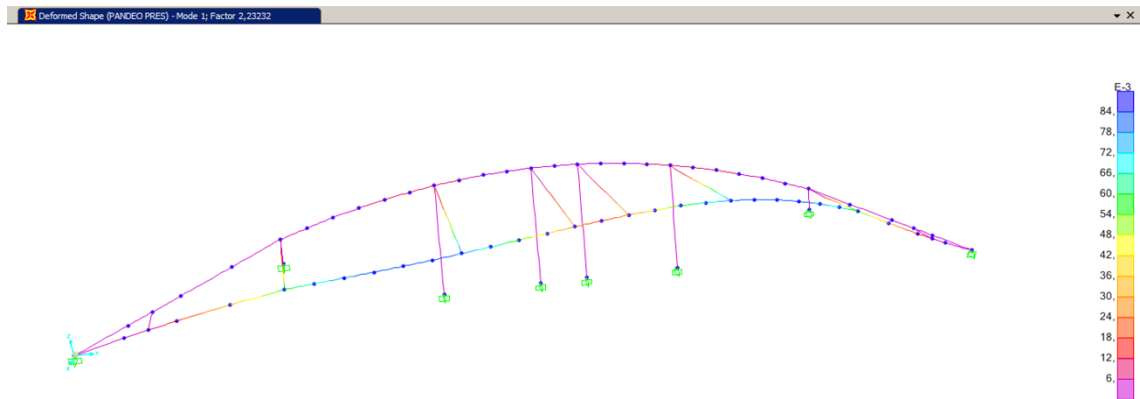


Figura 48 Deformada de la estructura por el Modo 1 de pandeo que calcula el programa

### 3.2.3. COMPROBACIÓN DE PANDEO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

La estructura puede pandear de forma local o global. Para evitar el pandeo local de los arcos, que son los que tienen coeficiente de fallo por pandeo menor, se decidió hacer la sección de cajón de 540x500x20 de forma que entra en la Clase I de secciones de la EAE (Norma de Acero Estructural española). De esta forma no llegará a abollarse la sección en ninguno de sus tramos de manera local.

En cuanto al pandeo global, el procedimiento de cálculo de carga crítica es el siguiente:

Con el caso de carga de pandeo de SAP2000, se parte de las cargas de servicio y el programa da, para cada modo de pandeo, el coeficiente por el que hay que multiplicar el axil de servicio para que se dé ese modo.

En el caso más severo, el de la Figura 48, se multiplica el axil de servicio en la zona que falla primero, 715 kN, por el coeficiente de pandeo, 2,23.

Esa carga de 1594 kN ( $= 715 \cdot 2,23$ ) es la carga de Euler con la fórmula siguiente:

$$1594 \text{ KN} = \phi \cdot N = N_{CR} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_p^2}$$

La carga de Euler es una carga simplificada que supone que no hay imperfecciones en la estructura, que tiene comportamiento lineal, que la carga está perfectamente centrada en el eje axial de la viga y que no hay tensiones residuales en la estructura.

Para obtener la carga real, hay que averiguar el coeficiente de esbeltez adimensional  $\bar{\lambda}$  que la EAE define de la siguiente manera para las clases I, II y III:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 2,98$$

Posteriormente, sabiendo que la curva de pandeo correspondiente es la b, por ser una sección de cajón, se obtiene el coeficiente de reducción  $\chi$ :



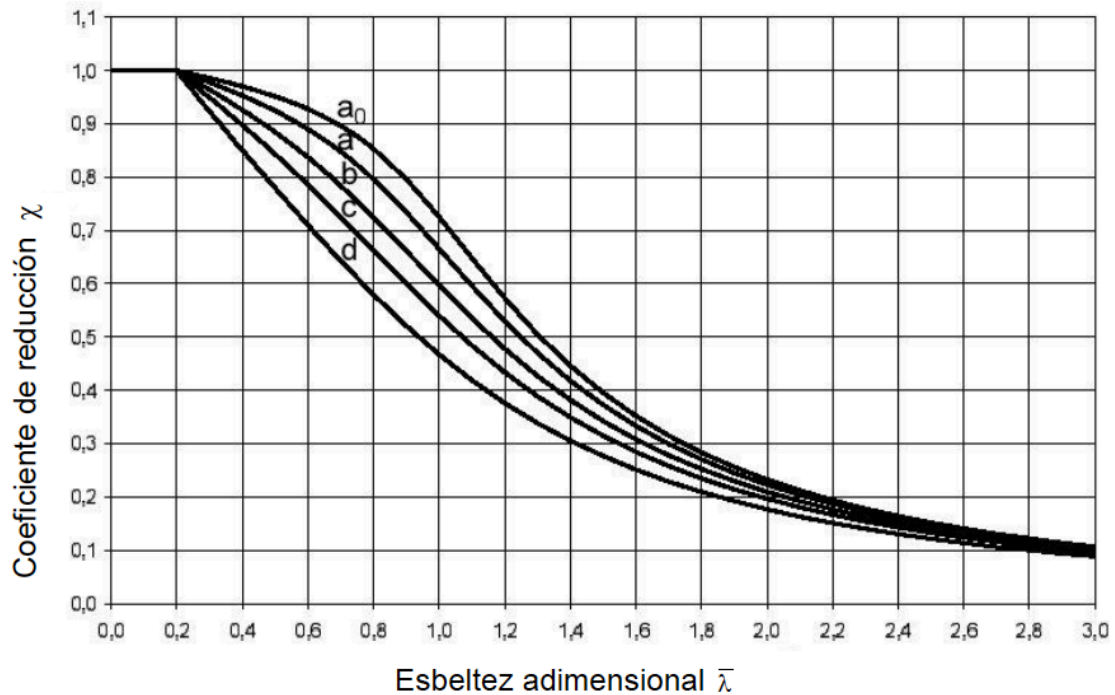


Figura 49 Curvas de pandeo de la EAE

El coeficiente  $\chi$  correspondiente es 0,1.

Finalmente, el axil de pandeo es:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1352 \text{ kN} = 135 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la estructura del arco es segura, ya que ni en el Estado Límite Último se alcanza ese axil.

Con respecto al pandeo de las costillas y los apoyos, dada su baja sollicitación, se comprueba primero que la carga última axial supera o no el 4% de la carga crítica de Euler. Se hará para aquellas que puedan ser más susceptibles a pandeo (las de mayor longitud).

Se supondrá una longitud de pandeo ( $L_p$ ) equivalente a la mitad de la longitud total, dadas sus condiciones de empotramiento en los arcos y cimentaciones.

Apoyos centrales:

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^8 \cdot 1,63 \times 10^{-4}}{6,87^2} = 7150 \text{ kN} = 715 \text{ ton}$$

El 4% de la  $N_{CR}$  de los apoyos es 286 KN, siendo ésta muy superior a la carga última que muestra el modelo de SAP2000.

Costillas centrales:

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^8 \cdot 1,63 \times 10^{-4}}{9,22^2} = 3970 \text{ kN} = 397 \text{ ton}$$

El 4% de la  $N_{CR}$  de los apoyos es 159 KN, siendo ésta muy superior a la carga última que muestra el modelo de SAP2000.

### 3.2.4. UNIONES DE LOS ELEMENTOS METÁLICOS

Tanto las costillas como los apoyos se encuentran unidos a los arcos mediante piezas metálicas que facilitan la transmisión de tensiones y rigidizan estas uniones de forma que hiperestatan más la estructura, dándole mayor margen de seguridad.

Las costillas se unen a los arcos mediante placas que se acoplan a los cajones para ser después soldados a éstos, tal como se ilustra en el Plano de detalles (PL\_4.1). La placa es coplanaria con el tubo de la costilla y con el tubo del apoyo, de forma que se transmiten las tensiones de forma fluida y sin generar tensiones adicionales.

El espesor de esta placa de unión se diseña según la EAE, en el apartado de clases de secciones, en concreto los paneles comprimidos en alas voladas, dada su similitud con éstas (Figura 50).

Se tomó el mayor espesor necesario y se usa para todas las uniones de esta clase.

Las cartelas de los apoyos y de las uniones de las partes metálicas con sus cimentaciones también se dimensionaron por este método.

Tabla 20.3.b

Esbelteces máximas para paneles comprimidos en alas voladas

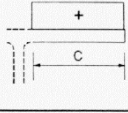
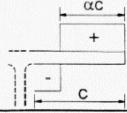
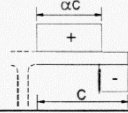
Clase	Panel comprimido	Panel flexocomprimido	
		Extremo comprimido	Extremo traccionado
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$

Figura 50 Cuadro de dimensionamiento de paneles comprimidos de alas voladas de clase 1 de la EAE

### 3.2.5. CIMENTACIONES

Las cimentaciones de los arcos en sus extremos se solucionaron de forma particular, sin recurrir a ningún tipo de cimentación tipo, dada la dirección de los esfuerzos de los arcos.

Consiste en un bloque de concreto armado con una geometría que se adapta a los esfuerzos que los arcos transmiten al suelo de la mejor forma posible (Figura 51).

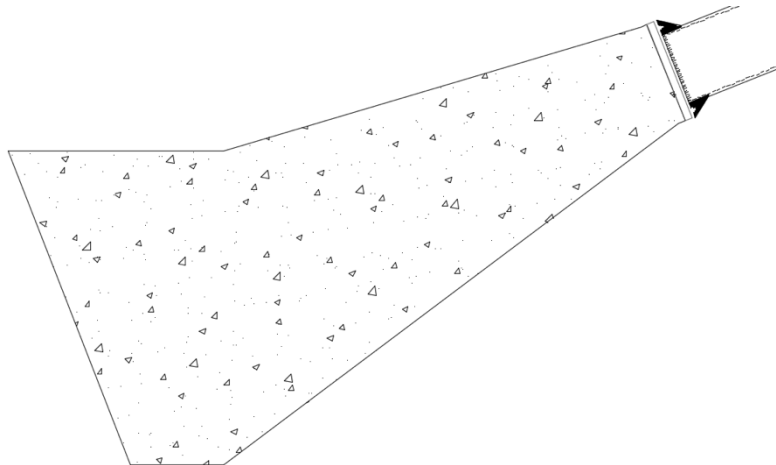


Figura 51 Vista de perfil de la cimentación de los arcos

La superficie inclinada es perpendicular al eje de los arcos en el encuentro, de forma que se transmiten mejor los esfuerzos axiales. Para el diseño de esta zapata se recurrió al método de las Bielas y Tirantes.

El método de Bielas y Tirantes es un procedimiento de análisis de fuerzas internas en el concreto. Consiste en la idealización de la estructura con un sistema de barras biarticuladas que representan las fuerzas principales de compresión y de tracción que ocurren bajo las solicitaciones supuestas. A las fuerzas vectoriales de compresión se les llama bielas, mientras que a las de tracción tirantes.

Es un método adecuado para el estudio de elementos estructurales en los que las distribuciones de tensiones son más inciertas que en los casos habituales. A estas geometrías o zonas de distribuciones inciertas se les denominan “Regiones D” o “Regiones de Discontinuidad”.

Se decide utilizar este método de Bielas y Tirantes para dimensionar la base de la zapata (en plano perpendicular a los arcos) y para su armado. Para el dimensionamiento de la base se usan las cargas de Estado Límite de Servicio, mientras que para el armado se utilizan las de Estado Límite Último.

Las solicitaciones en la zapata para el caso de estudio son las del caso de carga más severo para la compresión del terreno. Se muestran en la Figura 52:

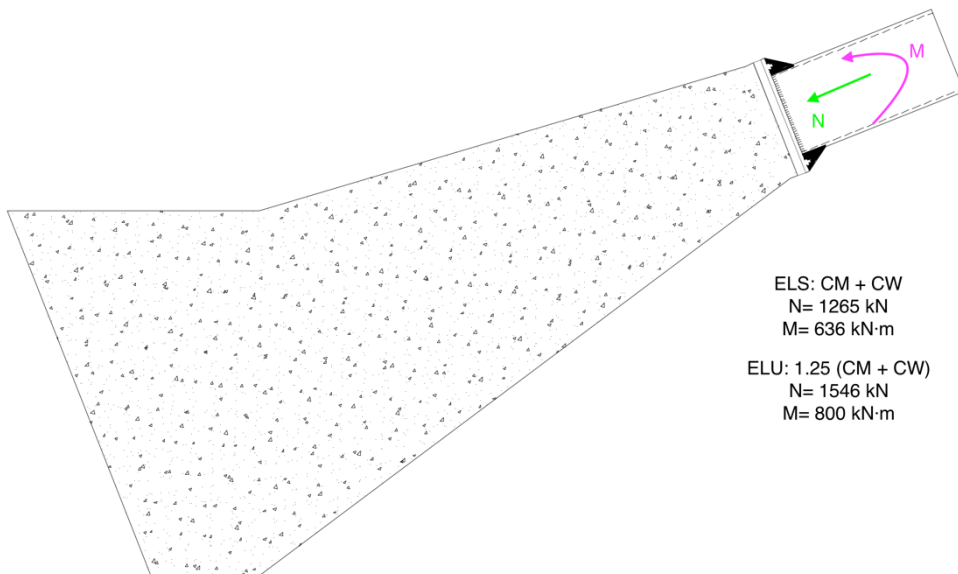


Figura 52 Esquema de cargas de diseño sobre la zapata

Llevando las solicitaciones N y M a la base de la zapata, se puede dimensionar sabiendo la tensión admisible del terreno ( $5 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ kPa}$ ):

$$500 \text{ kPa} = \frac{1265 \text{ kN}}{B^2 [\text{m}^2]} + \frac{636 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 6}{B^3 [\text{m}^3]}$$

$$B = 2,38 \text{ m} \approx 2,40 \text{ m}$$

Por tanto, la base de la zapata será cuadrada de dimensiones 2,4 x 2,4 m.

#### Dimensionamiento del armado en ELU

A continuación, se muestra el método empleando las solicitaciones en ELU para el dimensionamiento del armado del concreto.

Descomponiendo la fuerza axial y el momento de sollicitación en tensiones normales y resultantes sobre la llegada de los arcos y sobre la base de la zapata se obtienen las reacciones necesarias para el método de Bielas y Tirantes:

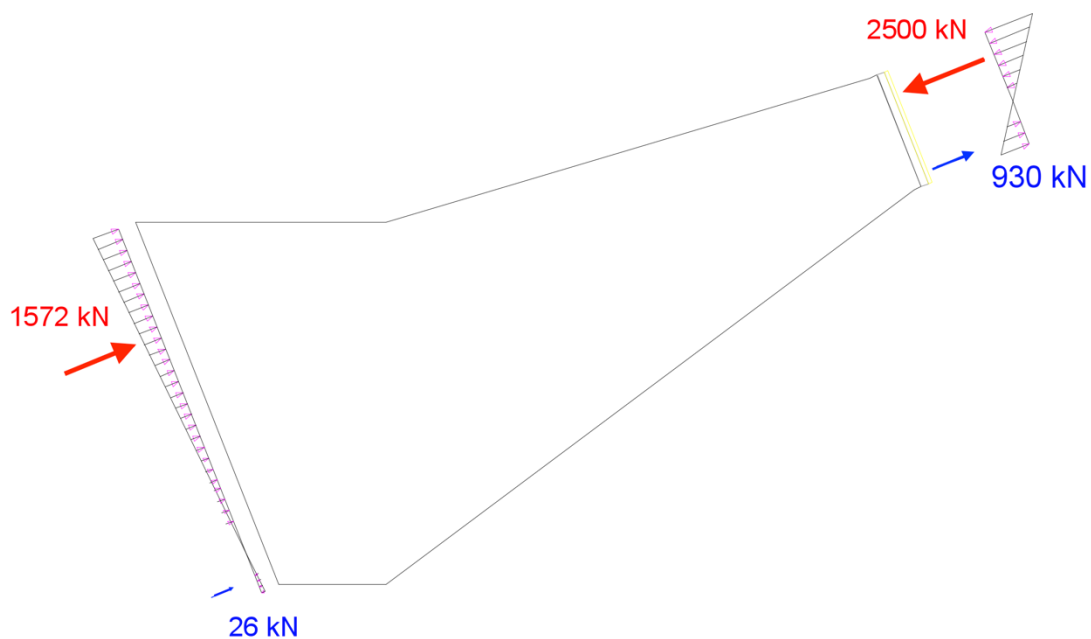


Figura 53 Esquema de tensiones y resultantes que actúan sobre la zapata

Cabe destacar que las tracciones sobre el terreno son una idealización de cálculo, por lo que para el método en cuestión no entran en consideración. Así lo muestra la Monografía M-6 de la ACHE: “Método de Bielas y Tirantes” con la siguiente imagen:

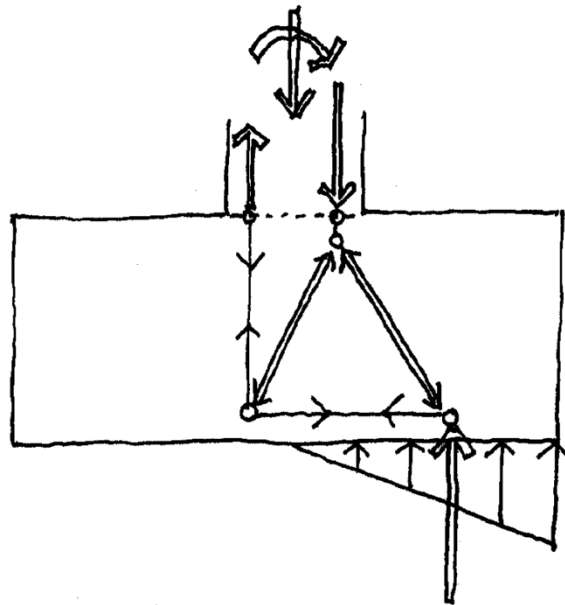


Figura 54 Funcionamiento interno de bielas y tirantes de una zapata típica sometida a flexión

La distribución de bielas y tirantes queda de la siguiente manera, donde se ilustran las compresiones en rojo y las tracciones en azul:

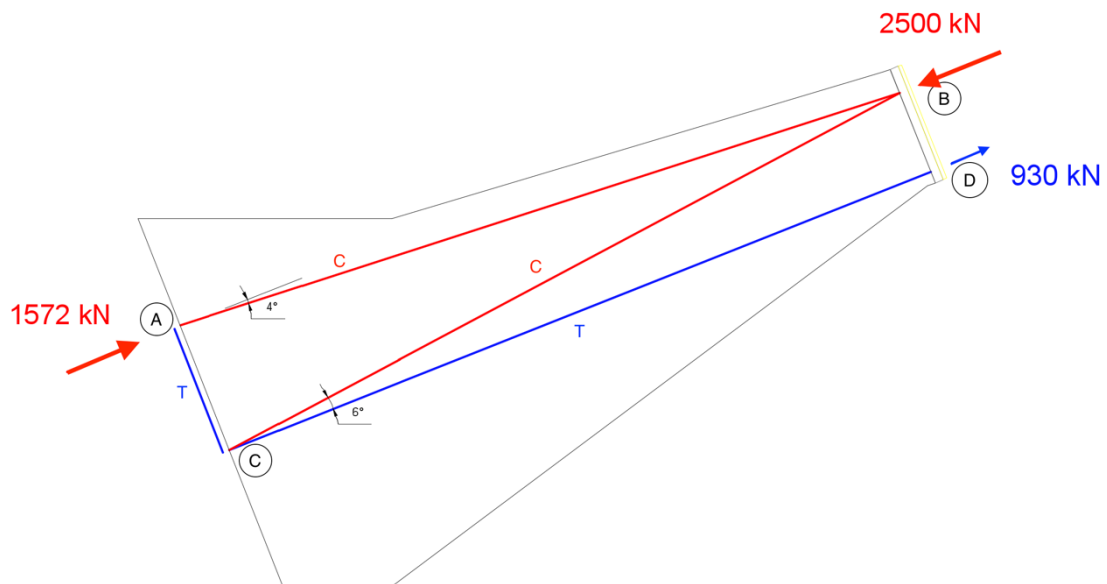


Figura 55 Esquema de bielas y tirantes de la zapata de los arcos

Para saber la magnitud de las fuerzas de compresión y tracción se hace equilibrio nudo a nudo sabiendo los ángulos y las reacciones:

- Nudo A

$$\begin{aligned}1572 \text{ kN} &= C_{AB} \cdot \cos(4^\circ) \\C_{AB} &= 1575 \text{ kN} \\T_{AC} &= C_{AB} \cdot \sin(4^\circ) \\T_{AC} &= 96 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Nudo B

$$\begin{aligned}2500 \text{ kN} &= C_{AB} \cdot \cos(4^\circ) + C_{BC} \cdot \cos(6^\circ) \\2500 \text{ kN} &= 1575 \text{ kN} + C_{BC} \cdot \cos(6^\circ) \\C_{BC} &= 933 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Nudo C

$$\begin{aligned}930 \text{ kN} &= T_{CD} \approx C_{BC} \cdot \cos(6^\circ) \\T_{AC} &= C_{BC} \cdot \sin(6^\circ) \\T_{AC} &= 97 \text{ kN} \approx 96 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Nudo D

$$T_{CD} = T_D = 930 \text{ kN}$$

Se llega de este modo a ver una distribución razonable de las fuerzas internas de la zapata que cumplen un equilibrio.

Para el dimensionamiento del armado, se utilizan los tirantes hallados anteriormente,  $T_{AC}$  y  $T_{CD}$ :

- $T_{CD}$

Utilizando  $\varnothing 25\text{mm}$  de acero A615 grado 60, de  $f_y = 420 \text{ MPa}$ , se tiene un  $T_u$  por barra de 206,2 kN. Siendo  $T_{CD} = 930 \text{ kN}$ , se necesitan al menos 5 barras.

Por simetría se colocarán 6 en la parte inferior de la placa de llegada de los arcos. En la parte superior se colocarán 2.

- $T_{AC}$

Se comprueba que con el armado mínimo de zapatas ( $\varnothing 12\text{mm}$  cada 0,3 m) se cumplen los requerimientos de resistencia a tracción.

$$\begin{aligned}f_y \cdot A_s &= T_u = 420 \text{ MPa} \cdot 113 \text{ mm}^2 = 47,5 \text{ kN por barra} \\1 \text{ barra}/0,3 \text{ m} &= 158,4 \text{ kN/m de ancho de zapata} \\T_u &> T_{AC}\end{aligned}$$

Se comprueba entonces que con el armado mínimo recomendado de zapatas se aguantan las sollicitaciones a tracción  $T_{AC}$  de la base de la zapata.



### 3.3. CÁLCULO DE LA GRADA

Para el cálculo de la estructura de la grada, se utiliza el software SAP2000 versión 19.

El modelo resistente de la grada utilizado en el programa es una serie de pórticos (Figura 56), longitudinales y transversales, que componen lo que podría verse como el esqueleto de la grada. La sección transversal de los pórticos de la grada puede verse como una viga inclinada apoyada sobre dos columnas y en su extremo derecho en el suelo (Figura 57).

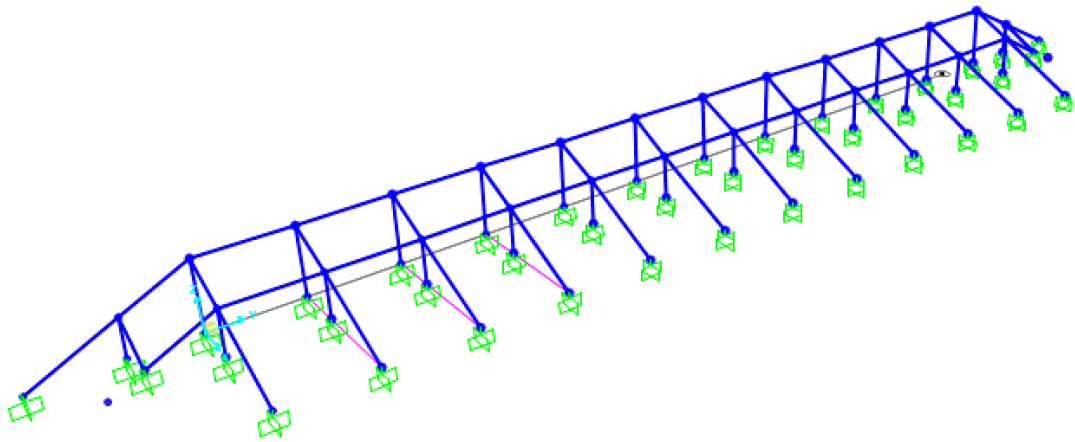


Figura 56 Modelo estructural entero de la grada en SAP2000

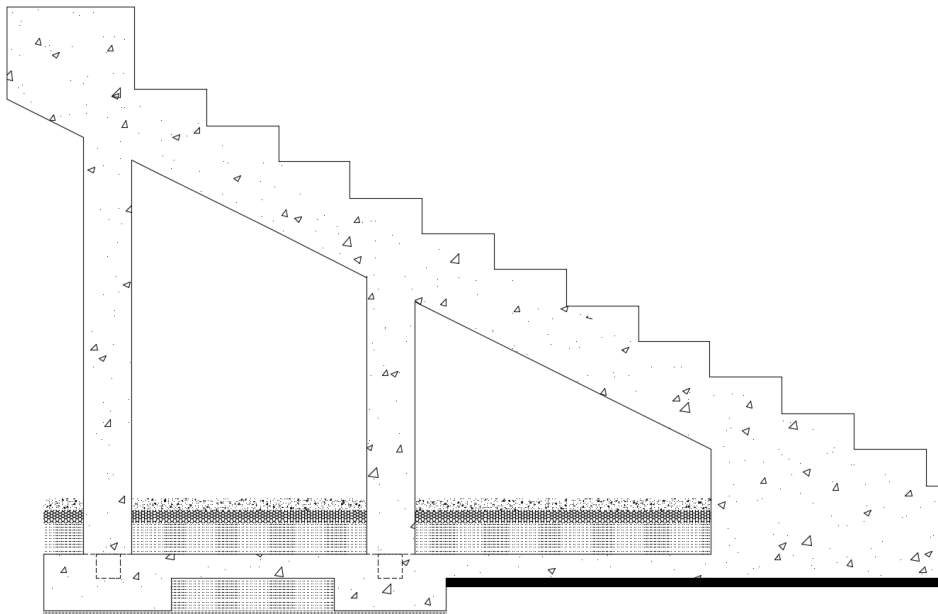


Figura 57 Pórtico transversal de la grada típico

Entre los pórticos, la sección de la grada es como se muestra en la Figura 58:

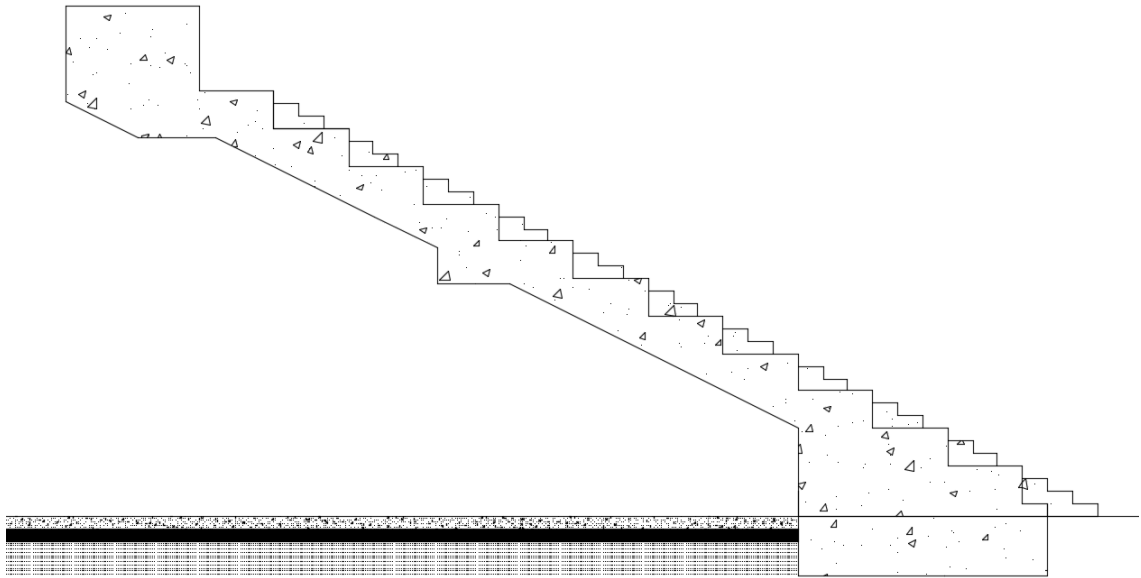


Figura 58 Sección de la grada entre pórticos transversales

En el modelo estructural del SAP2000, el pórtico transversal se modeliza como se ilustra en la Figura 59:

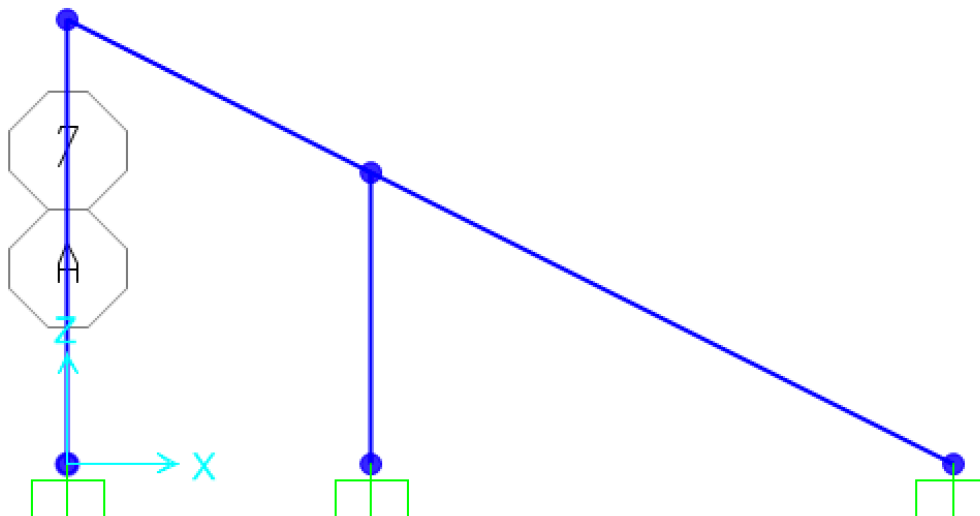


Figura 59 Pórtico transversal tipo de la grada en SAP2000

Debido a la rigidez que aporta el apoyo de la viga inclinada transversal que conforma la cimentación corrida, se supuso en el modelo una rigidez total a la viga los últimos 1,7 metros de ésta, justo coincidiendo con la mitad de la cimentación corrida.

Los pórticos longitudinales son dos, de 11 vanos de 6 metros de luz cada uno. Uno de ellos tiene 4,85 metros de altura (Figura 60), y el otro de 3,10 metros (Figura 61).

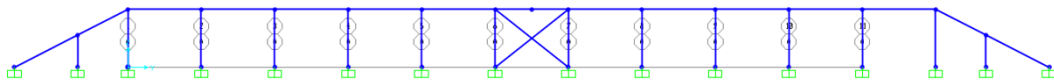


Figura 60 Pórtico longitudinal superior

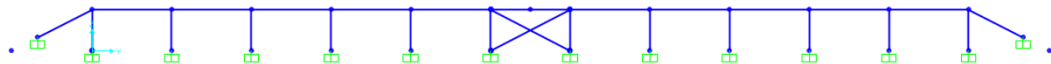


Figura 61 Pórtico longitudinal inferior

Cuenta con una junta de dilatación en el eje de simetría para el curado del concreto y arriostres diagonales para resistir los empujes de retracción del concreto. Los pilares contribuyen a la resistencia en el eje longitudinal trabajando a cortante junto con las vigas diagonales de los extremos.

El distanciamiento de la junta es de 30mm. (Ver PL\_3.2.4)

Los arriostres diagonales consisten en 2 tubos de acero CHS Ø114x6 con placas de anclaje en la estructura de concreto colocadas de forma que los ejes de las barras de acero están alineadas con la estructura de concreto.

Las fijaciones en los anclajes son mediante tornillos, de forma que se rigidiza la unión y se empotran los elementos diagonales, coaccionando el giro, reduciendo así su coeficiente de pandeo por la mitad.

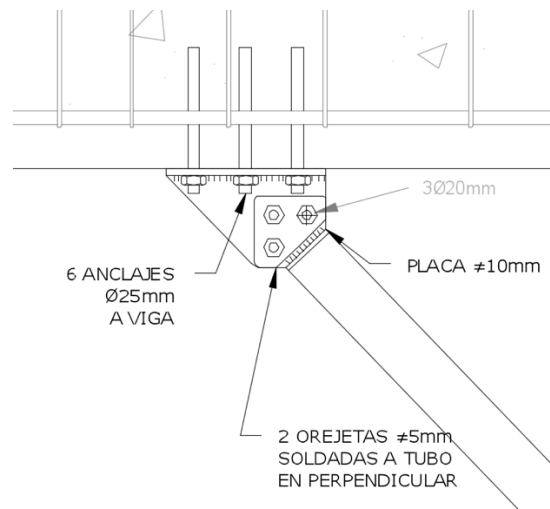


Figura 62 Detalle del anclaje de los arriostres diagonales de la junta de dilatación

Los diámetros de los tornillos en las uniones están sobredimensionados para el caso de carga última sobre los anclajes. El número de tornillos y espesores de placas y cartelas se eligió por disposiciones constructivas.

El peor caso se da en la carga de sismo simplificada descrita en el apartado 3.3.2 de esta memoria. La carga axial de compresión pésima es de 7 kN, por lo que no existe riesgo de pandeo.

### 3.3.1. CARGAS DE GRAVEDAD

Las cargas a considerar en la estructura serán: el peso propio del concreto armado (losas y vigas), la sobrecarga del público, los apoyos de la estructura de la cubierta que bajarán hasta apoyarse en él y se decidió aplicar una carga adicional muerta de 1000 kgf/m<sup>2</sup>.

De forma independiente se calcula la fuerza sísmica, con la carga acorde a la norma E.030 peruana, y se comprueban los esfuerzos y desplazamientos en las dos direcciones principales de la estructura.

La norma peruana de cargas E.020 indica que para gradas deportivas la sobrecarga sea 500 kgf/m<sup>2</sup>. Las cargas se repartirán en las dos direcciones sobre las vigas que componen los pórticos de la estructura.

Una vez ejecutados los casos de carga se verificará que la estructura puede resistir los esfuerzos generados con un margen de seguridad aceptable, tal como dicta la E.060.

Se presenta la deformación de los pórticos por las cargas últimas de gravedad a escala en la Figura 63 y Figura 64.

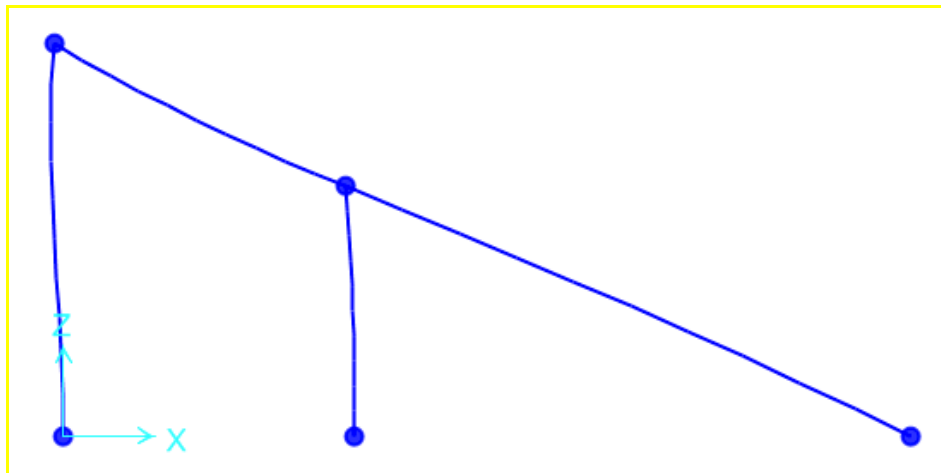


Figura 63 Deformada escalada del pórtico tipo de la grada por cargas de gravedad

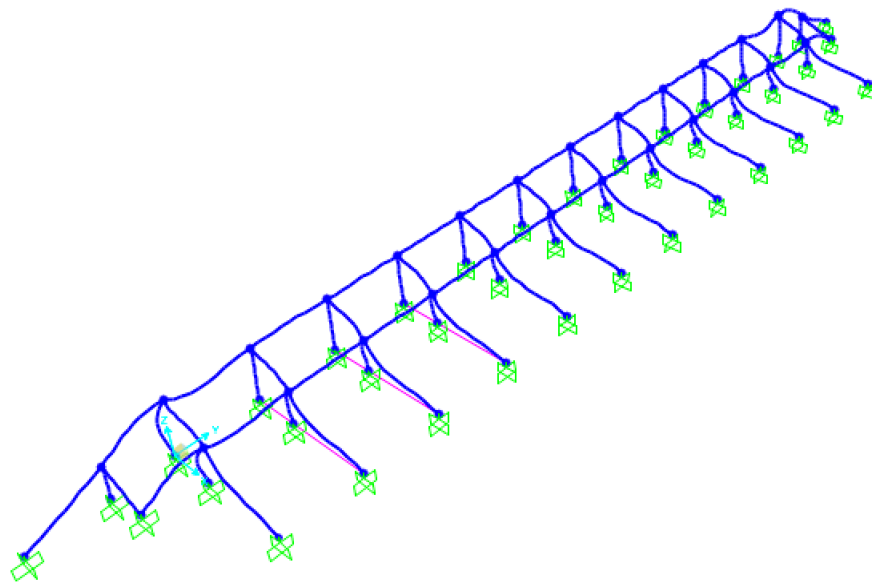


Figura 64 Deformada escalada de la estructura por cargas de gravedad

### 3.3.2. CARGA DE SISMO

La estructura responderá al sismo de acuerdo con el espectro que se muestra a continuación (Figura 65), teniendo en cuenta las características de ésta.

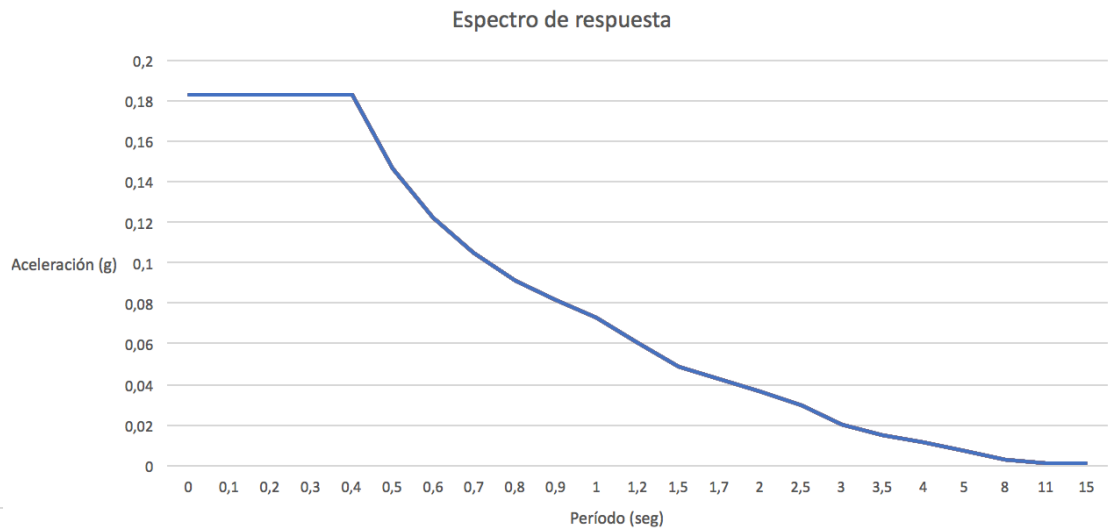


Figura 65 Espectro de respuesta de la grada

La carga de sismo actúa en las dos direcciones principales de la estructura, dividiéndose entre el número de pórticos que haya en esa dirección. Así, para la carga de diseño de sismo, se emplea el método simplificado de la norma peruana E.030 de diseño sismorresistente (Tabla 1).

Tabla 1 Cálculo simplificado de la carga estática de sismo según dicta la E.030

Z	0,45
U	1,3
C	2,5
S	1
R	8
<hr/>	
P (Tf)	1942
<hr/>	
V (T)	355
<hr/>	
N (PÓRTICOS)	14
V/N (T/PÓRTICO)	25,4
V diseño (Tf)	25

La fuerza cortante de diseño de 355 toneladas, que se aplicará en forma de cargas puntuales según el número de pórticos que haya en la dirección de estudio, en ambos sentidos.

A continuación, se muestran las deformadas en las diferentes direcciones de análisis del caso de sismo:



Figura 66 Deformada del pórtico típico por el primer caso de carga transversal



Figura 67 Deformada del pórtico típico por el segundo caso de carga transversal

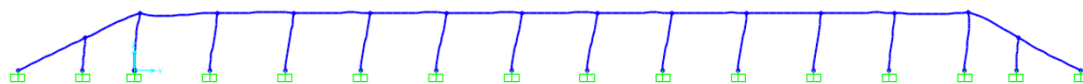


Figura 68 Deformada del sistema de pórticos por el primer caso de carga longitudinal

El software SAP2000 también calcula los modos de respuesta de la estructura en las dos direcciones, X e Y, tomando más del 90% de la masa de ésta tal como indica la Tabla 2 obtenida de SAP2000:

Tabla 2 Porcentaje de participación de masa

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
MODAL	Acceleration	UX	98,3518	91,9848
MODAL	Acceleration	UY	99,9347	98,2699
MODAL	Acceleration	UZ	17,53	7,4998



### 3.3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA GRADA

El diseño del armado del concreto, dimensionamiento de las zapatas y comprobación de la adecuada resistencia de la arquitectura propuesta para la grada se muestra en este apartado.

Se mostrará un ejemplo de cada diseño necesario para la grada, sin mostrar toda la metodología, que viene dictada en la norma E.060.

#### 3.3.3.1. ARMADURA DE FLEXIÓN DE LAS VIGAS

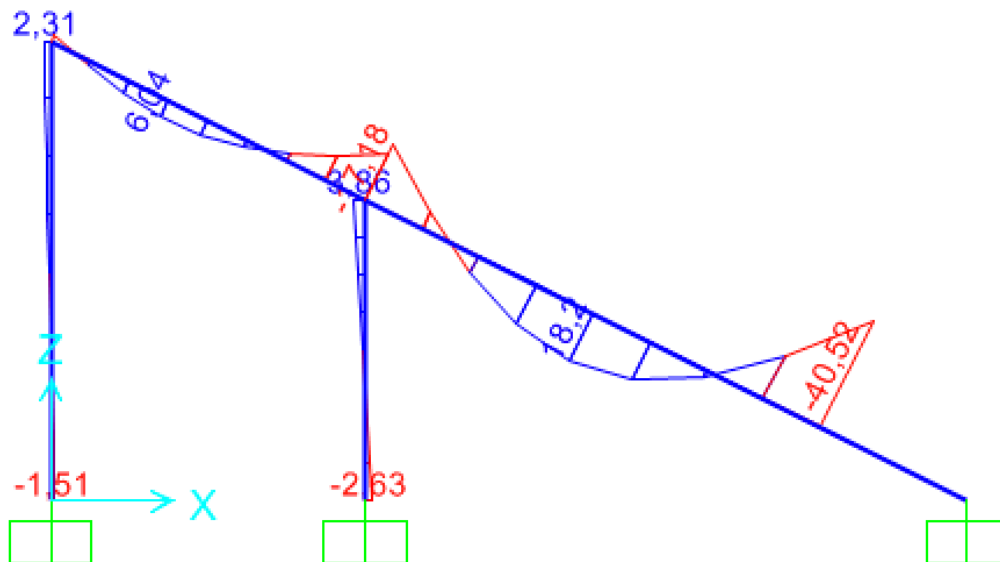


Figura 69 Diagrama de momentos flectores de uno de los pórticos extremos por carga de gravedad

Se diseñará la cantidad de acero a flexión tanto positivo como negativo de uno de los pórticos extremos sometidos a cargas últimas de gravedad, que generan los esfuerzos más altos de flexión, que se muestran en la Figura 69, habiendo aplicado la rigidez total en el extremo de la viga antes mencionada en la descripción de la grada.

Dado que los flectores resultantes son bajos, debe tenerse en cuenta el acero mínimo que dicta la norma para secciones rectangulares sometidas a flexión (3).



Tabla 3 Cálculo del momento de diseño para la sección Tipo 1

h (cm)	80
d (cm)	74
d' (cm)	6
b (cm)	60
f'c (kgf/cm)	280
fy (kgf/cm)	4200
As (cm <sup>2</sup> )	30,5
Cc (kgf)	128100
β	0,85
α	0,85
c (cm)	10,55
ØMn (Tf·m)	80,2
ρ (%)	0,635

En el caso de la grada, cuya sección es la Tipo 1, con vigas de 60x80, con un recubrimiento de 6 cm, se obtiene un acero a flexión tanto positivo como negativo es de 30 cm<sup>2</sup>, correspondiente a 6 aceros de 25 mm.

Para el resto de vigas, los tipos 2 y 3, los momentos de diseño correspondientes son 47 y 54,4 Tf·m, siendo superiores a los esfuerzos últimos.

### 3.3.3.2. ARMADURA DE CORTANTE DE LAS VIGAS

Se muestra el diagrama de fuerzas cortantes de uno de los extremos de los pórticos longitudinales bajo cargas últimas de gravedad en la Figura 70:

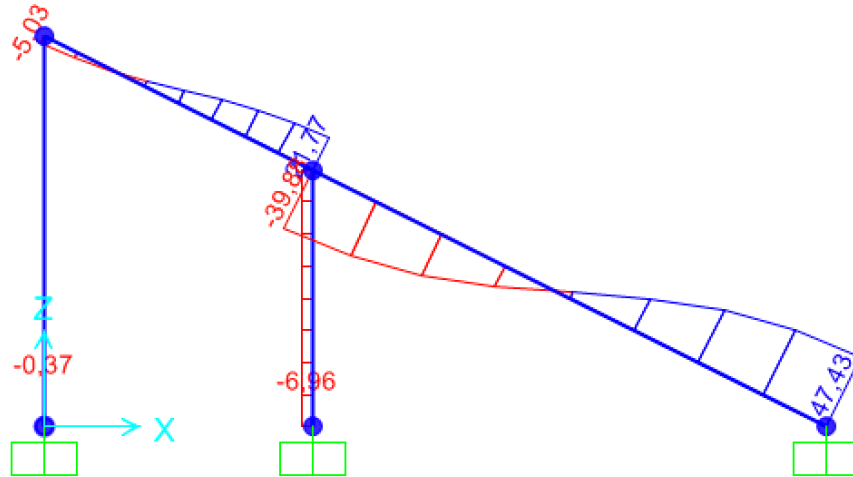


Figura 70 Diagramas de esfuerzos cortantes pésimos de las vigas transversales

La norma establece que haya una resistencia combinada a cortante entre el concreto y los estribos de acero, teniendo éstos un espaciamiento de  $s = 30 \text{ cm}$  y estribos de  $\text{Ø}10\text{mm}$  o  $\text{Ø}3/8''$ .

Tabla 4 Cálculo del cortante límite de las vigas Tipo 1

$f_y \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	4200
$f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	280
$b \text{ (cm)}$	60
$h \text{ (cm)}$	80
$d \text{ (cm)}$	74
$s \text{ (cm)}$	35
$A_v \text{ (cm}^2\text{)}$	3,14
$V_c \text{ (Tf)}$	40
$V_s \text{ (Tf)}$	33
$\text{Ø}(V_c+V_s) \text{ (Tf)}$	54,8

La capacidad de diseño de las vigas tipos 2 y 3 son 43,8 y 36 Tf respectivamente, siendo superiores a los esfuerzos de diseño.

### 3.3.3.3. ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Para comprobar la resistencia de las columnas de la grada, habrá que predeterminar una cantidad de acero para poder hacer el estudio de flexocompresión. La cuantía recomendada se halla entre 1 y 6%, por tanto, se supondrá que se arman con un 1,16%.

Se determinan los puntos principales del diagrama de flexocompresión de la columna, para después ubicar los esfuerzos de diseño y ver el margen de seguridad (Tabla 5):

Tabla 5 Cálculo de los puntos notables del diagrama de flexocompresión de la sección columna tipo

Falla a compresión pura	
$P_o$ (Tf)	989
$\emptyset$	0,7
$\emptyset \cdot P_o$ (Tf)	693
$\alpha$	0,8
$\alpha \cdot \emptyset \cdot P_o$ (Tf)	554
Falla balanceada	
cb (cm)	31,8
Cc (kgf)	385406
j (cm)	40,5
Mn (Tf·m)	156
$\emptyset Mn$ (Tf·m)	109
P (Tf)	385
$\emptyset \cdot P$ (Tf)	270
Falla a flexión pura	
c (cm)	14,1
Mn (Tf·m)	82
$\emptyset \cdot Mn$ (Tf·m)	74

Para el ejemplo la columna mayor de uno de los pórticos extremos sometidos a carga última de gravedad, que genera esfuerzos similares de compresión y de flexión que los casos de sismo laterales.

Se pueden apreciar en las siguientes figuras los esfuerzos de la columna y su posición dentro del diagrama de flexocompresión, construido con los datos de la tabla 3. Se puede apreciar que ese estado ( $M=7,74 \text{ Tf}\cdot\text{m}$ ;  $P=115 \text{ Tf}$ ) (Figura 71 y Figura 70) cuenta con un gran margen de seguridad.

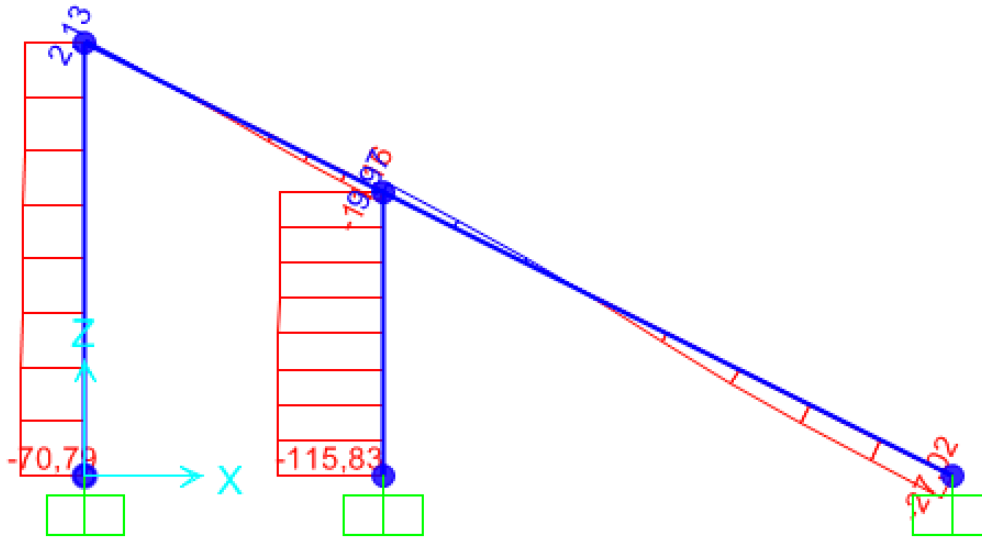


Figura 71 Diagramas de esfuerzos axiales de las columnas del pórtico en el caso más severo

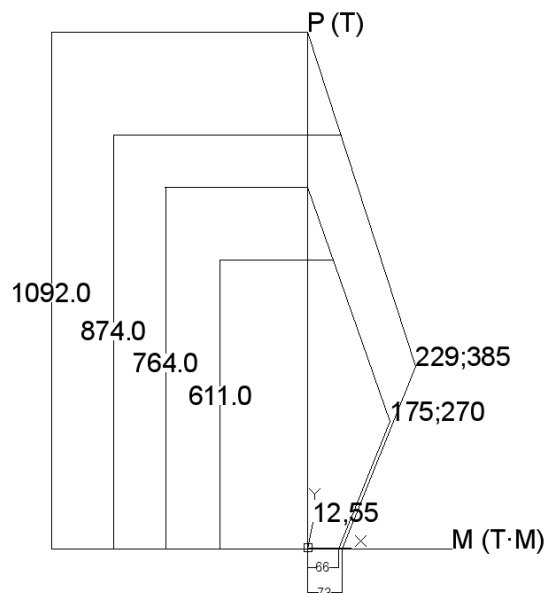


Figura 72 Diagrama de flexocompresión de una columna típica

### 3.3.3.4. ARMADURA DE CORTANTE DE LAS COLUMNAS

El cortante de las columnas se calcula de forma diferente, ya que la fuerza axial existente interviene favoreciendo la resistencia a fractura del concreto. Con el espaciamiento recomendado se otorga una resistencia suficiente para el caso más crítico de cortante combinado con carga axial (Tabla 6).

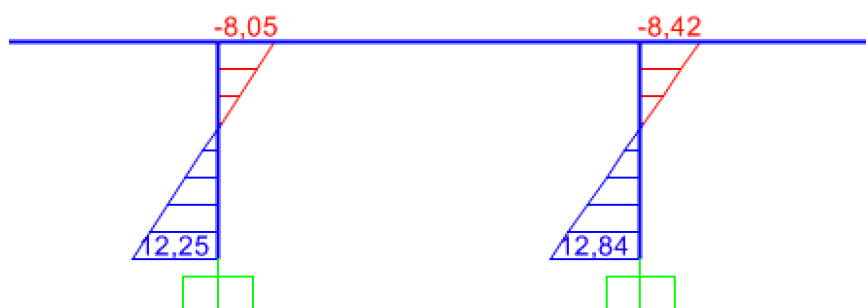


Figura 73 Esfuerzos cortantes en las columnas más solicitadas, correspondientes a las vigas longitudinales inferiores

De todas formas, se decide colocar cercos cada 5 cm en los primeros y últimos 60 cm de columnas, de forma que ante sismo se obtiene una alta ductilidad.

Tabla 6 Cálculo del cortante límite de una columna típica

$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200
$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	280
b (cm)	60
h (cm)	60
d (cm)	54
s (cm)	30
$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	1,42
N (kgf)	44000
$V_c$ (kgf)	31243
$V_s$ (kgf)	8946
$\phi(V_c+V_s)$ (Tf)	34,2

### 3.3.3.5. ARMADURA DE FLEXIÓN DE LAS LOSAS

El espacio entre los pórticos en el modelo está ocupado por losas macizas inclinadas, donde se sentará el público.

La norma E.060 dicta una serie de métodos para el cálculo de momentos de flexión en sus dos secciones críticas: el centro de la losa y sus caras con las vigas. En este caso las cargas son iguales para todas las losas, siendo la muerta el peso propio y la viva la dictada por la E.020.

Hay en la grada dos tipos de losas: las superiores y las inferiores en altura. Los ejes de la losa inferior se miden desde el eje de la segunda columna al comienzo del brazo rígido.

Las dos tienen aproximadamente las mismas dimensiones a ejes (3,95 m x 6 m y 3,87 m x 6 m), difiriendo en uno de sus lados en menos de 10 cm. Es por esto que el diseño se hará global para los dos tipos.

Adicionalmente, los momentos del análisis resultan tan bajos con tan amplio margen que para todos los casos habrá que armar con el acero mínimo que dicta la norma, a pesar del criterio que se tome de medidas (Tabla 7).



Tabla 7 Cálculo de momentos de flexión de una losa típica

	m	0,62
	A (m)	3,35
	B (m)	5,4
	As min (cm <sup>2</sup> /m)	7,2
<b>M- CENTRAL</b>		
1,4D+1,7L	Wu (Tf/m <sup>2</sup> )	3,65
	Ca	0,077
	Cb	0,014
	Ma- (Tf·m)	3,2
	Mb- (Tf·m)	1,5
<b>M+ LATERAL</b>		
1,4D	Wmu (Tf/m <sup>2</sup> )	2,8
	Ca	0,074
	Cb	0,013
	Ma+ (Tf·m)	2,3
	Mb+ (Tf·m)	1,1
1,7L	Wmu (Tf·m <sup>2</sup> )	0,85
	Ca	0,074
	Cb	0,013
	Ma+ (Tf·m)	0,7
	Mb+ (Tf·m)	0,3
1,4D+1,7L	Ma+ (Tf·m)	3,0
	Mb+ (Tf·m)	1,4



### 3.3.3.6. CÁLCULO DE ESFUERZOS CORTANTES DE LOSAS

En el caso del cálculo del cortante en las losas por carga de gravedad uniformemente distribuida según la norma E.060 se hace conjuntamente con la carga última de diseño. Con el peralte de 36 cm de este caso las losas aguantan de manera suficiente el esfuerzo de diseño, sin necesidad de refuerzo (Tabla 8).

Tabla 8 Cálculo del cortante en los extremos de una losa típica

A (m)	3,35
B (m)	5,4
d (m)	0,36
$W_u$ (Tf·m <sup>2</sup> )	3,65
V (Tf)	3,3

### 3.3.3.7. DISEÑO DE LAS ZAPATAS

Para el cálculo de las zapatas de la grada, se parte de las reacciones en las bases de las columnas de la grada, usando las mayores de diseño y las de servicio.

El primer paso es el predimensionamiento solamente por carga axial de servicio. Al ser las columnas cuadradas, se suponen también las zapatas cuadradas de forma preliminar.

La tensión de diseño el 90% de la resistencia máxima del terreno, 50 kg/cm<sup>2</sup>, como muestra el estudio de mecánica de suelos.

Una vez que se obtienen las dimensiones de la zapata, se comprueba que aguanten las cargas de diseño que transmite la columna, combinando esfuerzos axiales y de flexión.

La tensión resultante debe ser inferior a 1,5 veces la admisible en el caso de la combinación por cargas de gravedad y 1,25 en el caso de sismo.

De no resultar suficientes las dimensiones para transmitir bien la carga, habrá que aumentar sus dimensiones hasta que cumplan, pudiendo cambiar a una zapata rectangular para que resista mejor a flexión. Una vez hecho eso, ya estará dimensionada definitivamente.

El peralte de la cimentación se diseñará por cortante y punzonamiento.

Se comprueba el cortante a una distancia de la cara de la columna igual a su peralte, y se ve que cumpla con el mínimo que dicta la norma para el concreto armado. Con el peralte mínimo recomendado para las zapatas aisladas, que es 60 centímetros, resulta que resiste ampliamente a las sollicitaciones por cortante de la estructura con la tensión pésima en todos los casos.

Para el punzonamiento, las fuerzas cortantes en las dos dimensiones se miden a una distancia de la cara de la columna igual a la mitad del peralte de la zapata, a lo largo del perímetro.

Finalmente se obtienen las siguientes zapatas:

- Columnas mayores: Rectangulares de 1,60 x 1,80 metros en las direcciones longitudinal y transversal de la grada respectivamente, con 70 cm de altura.
- Columnas menores: Rectangulares de 1,40 x 1,60 metros en las direcciones longitudinal y transversal de la grada respectivamente, con 70 cm de altura.

Para dar mayor rigidez al conjunto de la cimentación en caso de sismo, se decide conectar las zapatas aisladas de cada columna con unas pequeñas vigas cuadradas de 300x300, tal como se muestra en los planos de cimentaciones.

En el caso del apoyo más próximo al campo de fútbol, sobre el que descansa la viga inclinada del modelo, al ser tan monolítico y tener tanta superficie (66 metros de largo por 3,4 metros de ancho), bastará con hacer una sobreexcavación de 1 metro de profundidad para los empujes laterales que pueda sufrir, y para los demás casos de carga cumplirá satisfactoriamente.

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

El desarrollo de este proyecto abarca temas de estructuras tanto de concreto armado como de metálicas y tensoestructuras. Al ser un proyecto tan multidisciplinar, uno ve tras el estudio de estos tres tipos de estructuras, que todas funcionan bajo los mismos principios. Y por extensión el resto de estructuras.

Tendiendo claros los conceptos base y aplicando la lógica, se entienden todas las cosas complejas que uno le aplica al programa. Este es el principio con el que se diseña en el mundo profesional: Teniendo en cuenta antes el sentido común del ingeniero con los conocimientos y teorías elementales antes que la respuesta del programa.

Al fin y al cabo, los programas de ordenador son solo herramientas creadas por ingenieros para hacer las cosas de forma más rápida y sencilla, pero hasta estos programas parten de la misma base de resistencia de materiales que los libros que uno usa durante la carrera para estudiar. Por ello, teniendo claros estos conocimientos, uno puede desautorizar al programa en caso de que éste se equivoque, sin tener fe ciega en él.

Personalmente me parece un gran acierto de la PUCP que antes de terminar la carrera el alumno esté obligado a hacer dos prácticas preprofesionales. A pesar de que sean unos pocos meses de experiencia laboral, uno aprende realmente aquello que estudió cuando lo aplica y le sirve para afianzar ese conocimiento. De esta forma, por lo menos uno tiene cierto grado de conocimiento de la realidad profesional y es capaz de tomar mejores decisiones en su vida profesional.

En lo relativo a este proyecto de cubierta textil y grada, se pueden concluir una serie de aspectos técnicos a tener en cuenta:

El trabajo de los proyectistas, al contrario del de los que ejecutan en obra, empieza por “el tejado”.

Lo que quiere decir que se diseñan las cargas sobre la cubierta, para posteriormente estudiar sus efectos sobre la estructura metálica. Una vez que se asegura la resistencia y buen funcionamiento de ésta bajo dichas solicitaciones a través del correcto dimensionado de sus elementos resistentes, se pasan las cargas a las cimentaciones, que se diseñarán para soportar todas las posibles cargas que puedan recibir con un umbral seguro.

De modo generalista, se puede ver entonces que las cargas van del textil al acero, y posteriormente al concreto. Un conocimiento del diseño de estos tres tipos de estructuras es necesario para ello.

La cubierta definida en este proyecto podrá proteger del sol a casi 1300 personas, las que podrán estar acomodadas en la grada. Se cubren cerca de 1200 m<sup>2</sup>. Esto con una estructura de arcos de 110 metros de luz y casi 14 metros de flecha.

El viento de diseño que puede soportar esta cubierta es de 80 km/h, obtenido de las tablas de la E.020 peruana.

Para la grada, el sismo de diseño tiene como aceleración máxima 0,19g con un período natural de la estructura de X.

### Recomendaciones

Es también esencial para el diseño de estructuras un cierto conocimiento de la ejecución en obra o en taller, dado que uno no puede proyectar algo que no se puede realizar. Todo lo que uno refleja en los planos debe ser ejecutable para el contratista que los recibe, y eso se aprende sobre todo con la experiencia, ya sea de uno mismo o la compartida por otras personas del gremio (en el caso de esta tesis, profesores).

El aprendizaje autónomo del alumno es también muy importante, ya que le permite a uno darse cuenta de qué parte de la carrera le gusta más y consigue una cultura general del campo profesional que siempre ayuda a la hora de trabajar.

Imagino que el gran problema de las tesis de los estudiantes es precisamente la falta de conocimientos de ejecución y de otros aspectos que uno solo puede aprender en el campo profesional, que no son concebibles en la etapa de estudiante ya que somos ajenos a ellos.

Las posibles líneas de investigación que se pueden seguir en este ámbito son las del campo de las estructuras textiles-acero-concreto.

A medida que se avanza con el alcance de los programas de ordenador de diseño y modelado 3D, se puede ahondar en la tipología de estructuras que se pueden concebir gracias a estos avances. El de las textiles es un campo relativamente joven, como se relató en el estado del arte. Existe gran margen de progreso en este campo y nuevas tipologías estructurales a concebir que involucren a estos distintos materiales e incluso a otros (madera, fibra de vidrio...).

Cada vez que se acerca un gran evento multitudinario como puede ser un mundial de fútbol, unas olimpiadas o cualquier otro tipo de convención deportiva, se avanza un paso más en esta línea. En cada encuentro, se ven cosas novedosas y originales en este ámbito. Ya sea un diseño atractivo de un estudio de arquitectura o la apuesta de un estudio de ingeniería por un sistema estructural original y eficiente.

El reducido peso de las estructuras tensadas las hace siempre atractivas para los arquitectos e ingenieros de esta clase de proyectos.

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Dibujo de tienda típica de las antiguas poblaciones nómadas .....	5
Figura 2 Tienda típica de las regiones desérticas.....	6
Figura 3 Sistema de toldos de la era romana.....	7
Figura 4 Puente de Brooklyn, ejemplo de sistema de cables atirantados .....	7
Figura 5 Raleigh Livestock Arena, Carolina del Norte, EEUU .....	8
Figura 6 Forma de burbuja estudiada por Frei Otto.....	9
Figura 7 Estadio olímpico de Múnich.....	9
Figura 8 Modelo de cubierta hecho de resina de poliéster.....	10
Figura 9 Terminal del aeropuerto de Jeddah, Arabia Saudí .....	10
Figura 10 Watercube de Pekín, ejemplo de tensoestructura neumática de ETFE .....	11
Figura 11 Ubicación del conjunto de grada y cubierta junto al campo de fútbol en la PUCP .....	12
Figura 12 Ubicación del campus PUCP en Lima .....	13
Figura 13 Situación preexistente en el lateral del campo de fútbol .....	14
Figura 14 Situación preexistente en el lateral del campo de fútbol.....	14
Figura 15 Vista tridimensional de la estructura de la grada de concreto .....	15
Figura 16 Modelo estructural entero de la grada en SAP2000.....	15
Figura 17 Pórtico transversal de la grada típico .....	16
Figura 18 Sección de la grada entre pórticos transversales .....	16
Figura 19 Vista de perfil de la grada con el campo de visión de los espectadores.....	17
Figura 20 Cubierta de la Propuesta 1.....	19
Figura 21 Cubierta de la Propuesta 2.....	19
Figura 22 Cubierta de la Propuesta 3.....	20
Figura 23 Detalle del borde de la membrana con la estructura .....	21
Figura 24 Modelo 3D de la mazarota de agarre de los cables .....	23
Figura 25 Dimensiones en planta de la membrana del ejemplo.....	28
Figura 26 Dimensiones en perfil de la membrana del ejemplo.....	29
Figura 27 Vista isométrica de la membrana del ejemplo.....	29
Figura 28 Sistema de bolsillo que permite tensar los bordes de la membrana uniformemente a través del cable .....	30
Figura 29 Proyección en planta de la membrana que el programa genera antes del Form Find .....	31
Figura 30 Malla generada con el Form Find y con las condiciones iniciales descritas.....	31
Figura 31 Vista realista sombreada de la membrana .....	32
Figura 32 Reacciones en las esquinas de la membrana generadas por el pretensado del Form Find .....	32
Figura 33 Valor de una de las reacciones de las esquinas antes mostradas ...	33
Figura 34 Diagrama de tensiones en la dirección principal en la membrana....	33



Figura 35 Distribución de tensiones en la dirección ortogonal a la principal en la membrana.....	34
Figura 36 Diagrama de cuerpo libre en planta (plano X-Y) de la membrana ....	34
Figura 37 Elementos de contorno en ixForTen4000.....	37
Figura 38 Deformaciones de la membrana por succión .....	38
Figura 39 Deformaciones de la membrana por presión .....	39
Figura 40 Tensiones lineales de la membrana en la dirección corta de la cubierta provocadas por la succión.....	39
Figura 41 Tensiones lineales de la membrana en la dirección larga de la cubierta provocadas por la succión.....	40
Figura 42 Tensiones lineales de la membrana en la dirección larga de la cubierta provocadas por la presión .....	41
Figura 43 Tensiones lineales de la membrana en la dirección corta de la cubierta provocadas por la presión .....	41
Figura 44 Reacciones que genera la membrana sobre su contorno.....	42
Figura 45 Modelo de la estructura metálica en SAP2000 .....	43
Figura 46 Cargas que actúan sobre la estructura provenientes de la membrana, antes obtenidas en ixForTen4000.....	44
Figura 47 Coeficientes de demanda/capacidad de los elementos de la estructura metálica.....	44
Figura 48 Deformada de la estructura por el Modo 1 de pandeo que calcula el programa.....	45
Figura 49 Curvas de pandeo de la EAE .....	47
Figura 50 Cuadro de dimensionamiento de paneles comprimidos de alas voladas de clase 1 de la EAE .....	49
Figura 51 Vista de perfil de la cimentación de los arcos .....	49
Figura 52 Esquema de cargas de diseño sobre la zapata .....	50
Figura 53 Esquema de tensiones y resultantes que actúan sobre la zapata ....	51
Figura 54 Funcionamiento interno de bielas y tirantes de una zapata típica sometida a flexión .....	52
Figura 55 Esquema de bielas y tirantes de la zapata de los arcos .....	52
Figura 56 Modelo estructural entero de la grada en SAP2000 .....	55
Figura 57 Pórtico transversal de la grada típico .....	55
Figura 58 Sección de la grada entre pórticos transversales .....	56
Figura 59 Pórtico transversal tipo de la grada en SAP2000 .....	56
Figura 60 Pórtico longitudinal superior .....	57
Figura 61 Pórtico longitudinal inferior .....	57
Figura 62 Deformada escalada del pórtico tipo de la grada por cargas de gravedad .....	59
Figura 63 Deformada escalda de la estructura por cargas de gravedad.....	59
Figura 64 Espectro de respuesta de la grada.....	60
Figura 65 Deformada del pórtico típico por el primer caso de carga transversal .....	61

Figura 66 Deformada del pórtico típico por el segundo caso de carga transversal .....	61
Figura 67 Deformada del sistema de pórticos por el primer caso de carga longitudinal.....	61
Figura 68 Diagrama de momentos flectores de uno de los pórticos extremos por carga de gravedad.....	63
Figura 69 Diagramas de esfuerzos cortantes pésimos de las vigas transversales .....	65
Figura 70 Diagramas de esfuerzos axiales de las columnas del pórtico en el caso más severo .....	67
Figura 71 Diagrama de flexocompresión de una columna típica.....	67
Figura 72 Esfuerzos cortantes en las columnas más solicitadas, correspondientes a las vigas longitudinales inferiores.....	68

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Cálculo simplificado de la carga estática de sismo según dicta la E.030 .....	60
Tabla 2 Porcentaje de participación de masa.....	62
Tabla 3 Cálculo del momento de diseño para la sección Tipo 1 .....	64
Tabla 4 Cálculo del cortante límite de las vigas Tipo 1.....	65
Tabla 5 Cálculo de los puntos notables del diagrama de flexocompresión de la sección columna tipo .....	66
Tabla 6 Cálculo del cortante límite de una columna típica .....	69
Tabla 7 Cálculo de momentos de flexión de una losa típica.....	70
Tabla 8 Cálculo del cortante en los extremos de una losa típica.....	71



## 5. BIBLIOGRAFÍA

- 5.1.  
GERAINT, John  
1988  
“Los deportes, dimensiones de los pisos deportivos y su equipamiento”. En BARBIERI, Aldo (autor y editor). *Arquitectura deportiva*. Edición 1988. Buenos Aires: CP67 Editorial, pp. 6-7.
- 5.2.  
BARBIERI, Aldo  
1988  
*Arquitectura deportiva*. Edición 1988. Buenos Aires: CP67 Editorial.  
Enseña las proporciones y otros aspectos importantes sobre la arquitectura deportiva, como son las gradas de los campos de fútbol y las cubiertas.
- 5.3.  
DREW, Phillip  
1979  
*Fabric Investigations*. Edición 2013. University of Oregon.
- 5.4.  
OTTO, Frei  
1962  
*Design, Structure and Calculation of Buildings of Cables, Nets and Membranes Volume II*. Edición 1973. Massachusetts Institute of Technology (MIT), Boston, EEUU. MIT Press.
- 5.5.  
STRANGHÖNER, Natalie y UHLEMANN, Jörg  
Prospect for European Guidance for the Structural Design of Tensile Membrane Structures. EUROCÓDIGO 2016.  
Normativa europea en lo referente a las estructuras textiles. Tanto para el cálculo, como para el diseño y la puesta en obra.
- 5.6.  
MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DE PERÚ  
NTE E.060 Concreto Armado.  
2009  
Normativa para el diseño de estructuras de concreto armado en Perú
- 5.7.  
MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DE PERÚ  
NTE E.020 Cargas.  
1985  
Normativa para la definición de cargas en el cálculo estructural en Perú.

5.8.  
MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DE PERÚ  
NTE E.030 Diseño Sismorresistente.  
2015  
Normativa para el diseño y cálculo sismorresistente de estructuras en Perú.

5.9.  
MINISTERIO DE FOMENTO DE ESPAÑA  
INSTRUCCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL (EAE)  
2011  
Normativa para el diseño y cálculo de estructuras metálicas en España.

5.10.  
ESCRIG PALLARES, Félix y PÉREZ VALCÁRCEL, Juan  
*Conceptos básicos para el diseño y análisis de estructuras ligeras tensadas (I).*  
Revista de Edificación Nº 6. Junio de 1989. Universidad de Navarra.

5.11.  
ESCRIG PALLARES, Félix y PÉREZ VALCÁRCEL, Juan  
*Conceptos básicos para el diseño y análisis de estructuras ligeras tensadas (II).*  
Revista de Edificación Nº 8. Diciembre de 1990. Universidad de Navarra.

5.12.  
ESCRIG PALLARES, Félix y PÉREZ VALCÁRCEL, Juan  
*Conceptos básicos para el diseño y análisis de estructuras ligeras tensadas (III).*  
Revista de Edificación Nº 11. Mayo de 1992. Universidad de Navarra.

5.13.  
McCORMAC, Jack C.  
2008  
*Structural Steel Design.* Edición 2008. Upper Saddle River, New Jersey, EEUU; Pearson  
Prentice Hall