

# ÍNDICE

## **1. DEFINICIÓN DEL MODELO**

1.1 Programa de necesidades

1.2 Condicionantes externos

1.3 Geometría básica del modelo

## **2. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS TIPOS ESTRUCTURALES APLICABLES**

## **3. ANÁLISIS Y DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA**

3.1 Determinación de acciones e hipótesis de cálculo

3.2 Bases de cálculo

3.3 Análisis

3.4 Dimensionado

## **4. DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO DE ESTRUCTURA**

4.1. Memoria

4.2. Planos

## **5. CONCLUSIONES**

## **6. BIBLIOGRAFÍA**

# 1. DEFINICIÓN DEL MODELO

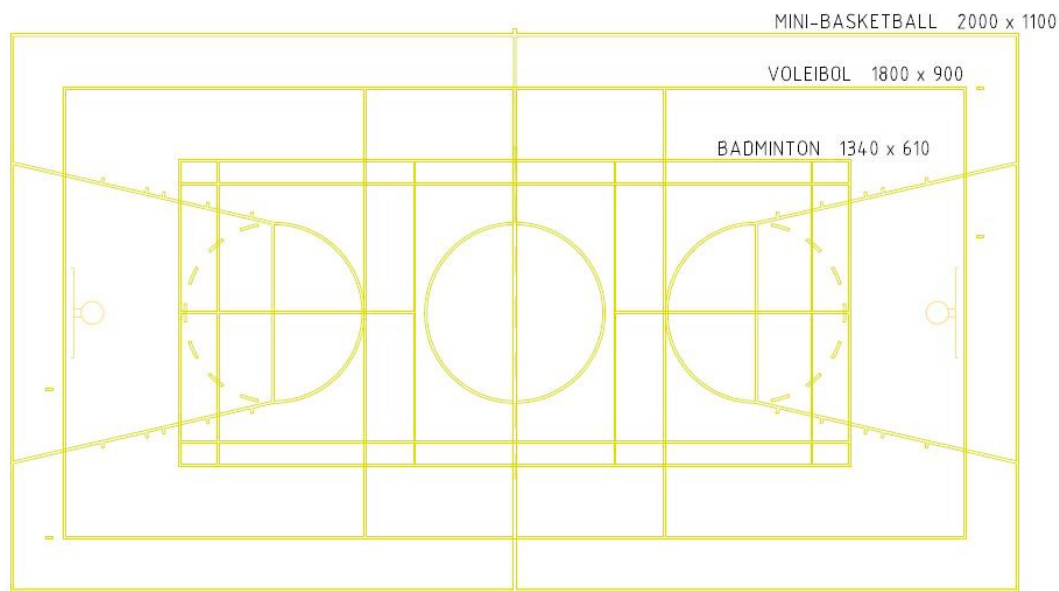
## 1.1 PROGRAMA DE NECESIDADES

Debido al interés en profundizar en las asignaturas de estructuras desarrolladas a lo largo de la carrera, vamos a realizar un proyecto de estructura con el fin de cubrir un espacio dado con la función de polideportivo.

Para ello se nos da una serie de requisitos a cumplir:

- La superficie a cubrir, será un rectángulo de 16 x 24 m.
- La altura libre sobre la pista central tendrá 7 m.
- Las pistas polideportivas deberán estar exentas de pilares u otros elementos que obstaculicen la realización de dichos deportes.
- Acústica: respecto a particiones interiores > 45 DB.  
Respecto a cubierta > 50 DB.

Así la pista polideportiva a cubrir tendrá unas dimensiones en planta como las que se muestran en la siguiente imagen:



De esta forma la pista polideportiva estará compuesta por:

- Pista de Mini Básquet de 20 x 11 m.
- Pista de Voleibol de 18 x 9 m.
- Pista de bádminton de 13,4 x 6,10 m.

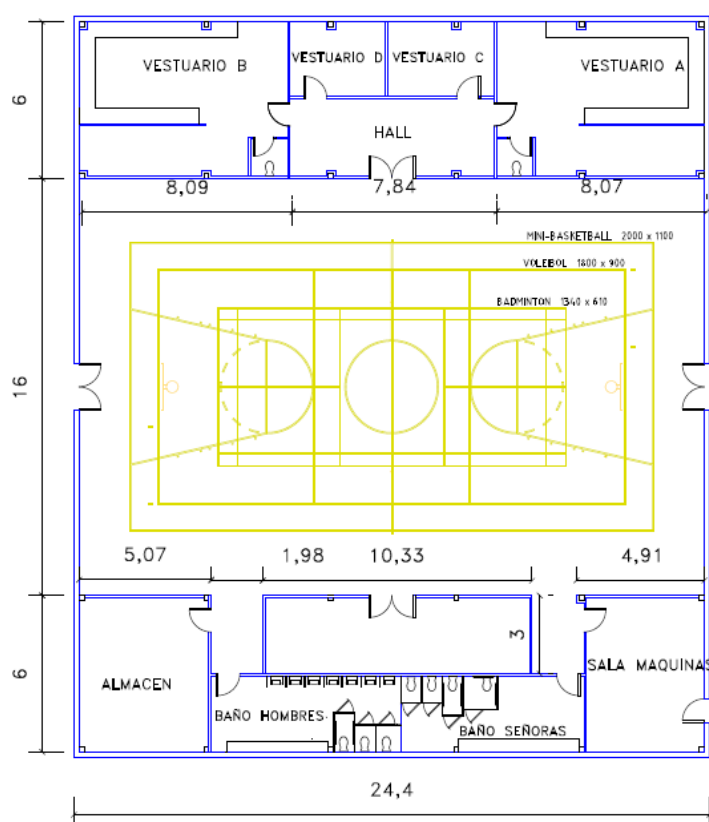
Definido ya las dimensiones que tendrá la pista polideportiva en el programa de necesidades se nos exige también la construcción de unos vestuarios suplementarios que den servicio a los usuarios que practiquen algún deporte en las presentes instalaciones.

Por ello se nos da la opción de adherir estos a una de las partes de la pista, ya sea en la parte corta o en la parte larga.

Nosotros por cuestiones de cálculo y mejora de esfuerzos adheriremos longitudinalmente los vestuarios a la pista, ya que de esta forma los pórticos trabajarán mejor en contra del viento.

Esto es así porque al adherirle los dos cuerpos rígidos hace que la estructura se rigidice y que le ayude a equilibrar los momentos de los pilares extremos. Cuestión que estudiaremos más adelante.

De esta forma la planta de nuestro proyecto seguirá inicialmente esta forma:



## 1.2 CONDICIONANTES EXTERNOS

Además del programa de necesidades descrito, existen una serie de condicionantes externos que nos condicionara el diseño y cálculo de nuestra estructura.

El primer condicionante y uno de los más importantes serán las características geológicas de la zona, es decir deberemos de conocer de antemano el suelo que sostendrá nuestra obra.

Por ello se ha realizado un estudio geotécnico que juntamos al final de este apartado donde se conocerán detalladamente el suelo sobre el que vamos a levantar nuestra estructura.

Pero existen otros pequeños detalles que nos influirán a la hora de escoger entre materiales o soluciones constructivas.

El hecho que vayamos a construir un espacio donde solo la planta baja será funcional, es decir solo en esta se va a realizar las distintas funciones para las que está destinado el pabellón nos lleva a pensar en una cubierta ligera.

Sobre esta solo actuaran cargas de peso propio o cargas de mantenimiento por lo que nos sirve resolverla mediante un cerramiento ligero, y no tenemos que pensar en soluciones de forjados ni nada parecido.

Otra característica que nos puede afectar es el asilamiento acústico que pueda necesitar el pabellón estudio.

Debido a que el proyecto está destinado a unos usos deportivos y que su emplazamiento no lo hace especial, ya que no se encuentra en una zona céntrica de población, nos lleva a pensar en materiales de cerramiento ligeros que su asilamiento acústico sea el mínimo y no en cerramientos especiales en cuanto aislamiento como los que se encuentra en discotecas o auditorios, donde se debe cuidar con atención este aspecto.



Estudio geotécnico:



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Aussias March, Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

## **1.- INTRODUCCIÓN.**

### **1.1 OBJETO DEL ESTUDIO.**

El presente estudio geotécnico ha sido encargado por PROMOCIONES Y CONSTRUCCIONES LA PLOMA, S.L., para la construcción de un edificio de 4 viviendas en un solar ubicado en la Avenida Aussias March, nº 25, dentro de la población de la Alquería de la Condesa (Valencia).

Para la realización de este estudio se ha llevado a cabo una campaña de prospección e investigación del terreno durante el mes de Octubre de 2005, consistente en la ejecución de un sondeo de 10,0 m de profundidad y de dos ensayos de penetración dinámica superpesada, cuyos resultados se analizan con posterioridad.

Como síntesis de los trabajos de campo, laboratorio y gabinete se redacta un capítulo de conclusiones que incluye las características geotécnicas del terreno más relevantes, así como otros aspectos de interés.

### **1.2. ANTECEDENTES**

Para la realización del presente estudio se ha tenido en cuenta los siguientes documentos que han sido utilizados como datos de partida:

- Resultados de trabajos de campo y ensayos de laboratorio.
- Mapa geotécnico general 1:200.000, Hoja 8-8/64 (Alcoy), editado por el Ministerio de Industria.
- Datos y planos referentes a la construcción de las viviendas.
- Experiencias constructivas en la zona.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

## **2. MARCO GEOLÓGICO GENERAL DE LA ZONA**

### **2.1. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS GENERALES**

Geotécnicamente el área estudiada se encuadra dentro de un sector conformado por materiales aluviales, en los ríos y arroyos, generalmente de poco espesor, impuestos sobre unos materiales neógenos, de tipo margoso masivo, con algún nivel calcáreo más compacto.

La morfología es bastante plana pero presenta frecuentemente fuertes abarrancamientos que la hacen ser en detalle muy movida.

Los materiales margosos son impermeables, mientras que los cuaternarios permeables o semipermeables; el drenaje superficial es aceptable y en conjunto el Área es hidrológicamente tolerable desde el punto de vista geotécnico.

Al tratarse de una zona algo heterogénea, las cargas admisibles variarán de bajas (1 a 2 Kp/cm<sup>2</sup>) a medianas (2 a 4 Kg/cm<sup>2</sup>), según su litología; predominan, no obstante, las zonas con admisión de cargas medias y asientos inapreciables, siempre que se elimine la capa de suelo vegetal.

### **2.2.- RIESGOS GEOLÓGICOS**

#### **Importancia de las construcciones**

Según la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02), el tipo de construcción proyectada se clasifica como de normal importancia.

#### **Aceleración Sísmica Básica (ab)**

Parámetro que depende de la localización geográfica de la parcela dentro del territorio nacional. La aceleración sísmica básica se expresa en función de la aceleración de la gravedad ( $g = 9,81 \text{ m s}^{-2}$ ). Para el caso de la parcela en estudio:

$$ab = 0,07 \text{ g.}$$



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref. SG/3376*

### **Coefficiente de Riesgo ( $\rho$ )**

Depende de las características de la construcción y del periodo de vida para el que se proyecta. Para el caso de construcciones de normal importancia aplicaremos periodo de vida de 75 años. Por tanto:

$$\rho = (t/50)^{0,37} \quad \rho = 1,16$$

### **Aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ )**

Es el valor que se utiliza en todos los cálculos y su valor se obtiene de multiplicar la aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) por el coeficiente de riesgo ( $\rho$ ). Para este caso se tiene que:

$$a_c = 0,081 \text{ g}$$

### **Coefficiente de Contribución (K)**

Coefficiente que tiene en cuenta la influencia en la peligrosidad sísmica de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma. Para este caso:

$$K = 1,0$$

### **Tipo de terreno**

Según esta norma, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla,  $V_s > 750 \text{ m/s}$ .
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación,  $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$ .
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación  $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$ .

*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

- Terreno tipo IV: Suelo granular, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas o de cizalla,  $V_s \leq 200$  m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor de coeficiente C indicado en la siguiente tabla:

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Para el caso del solar en estudio, se trata de un terreno de tipo III, con una velocidad de propagación de las ondas sísmicas entre 200 y 400 m/s, y un coeficiente del terreno de 1,6.

### Riesgos geotécnicos

No se detectan.

Para construcciones de normal importancia y una aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) superior a 0,04 g (como en este caso), la norma NCSE-02 es de obligado cumplimiento. Se tendrán en cuenta, por tanto, los siguientes aspectos:

Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos.

Es recomendable que la cimentación se disponga sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Si el terreno de apoyo presenta discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.

La aplicación de esta norma no es obligatoria en las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo,  $a_c$  es igual o mayor de 0,08 g.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March, Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

### **3.- TRABAJOS REALIZADOS**

#### ***3.1. Trabajos de Campo***

Tras un reconocimiento de la geología superficial e inspección *in situ* de la zona en la que se inscribe la parcela investigada, el examen del subsuelo se ha realizado mediante un sondeo vertical a rotación con extracción de testigo continuo y toma de muestras, llevado hasta una cota de – 10 metros con respecto a la superficie del solar; así como la ejecución de dos ensayos de penetración dinámica superpesada (DPSH).

##### ***3.1.1. Sondeos***

El sondeo fue realizado por la empresa Linco Ingeniería y control, s.l.

Se plantea con una doble finalidad, por un lado obtener y definir con precisión la columna litológica del subsuelo, determinando tipos y espesores de las diferentes capas de materiales presentes, y por otra, proceder a la toma de muestras inalteradas y ensayos de penetración dinámica (SPT) en su interior.

En la presente campaña de investigación se ha realizado un sondeo por el sistema de rotación con extracción de testigo continuo de 100 mm. de diámetro inicial.

Una vez testificado el sondeo, se ha realizado la correspondiente columna litológica, que figura en los anexos. El sondeo llegó a una profundidad de 10 metros con respecto a la superficie del solar.

##### ***3.1.2. Ensayos SPT.***

Se ha llevado a cabo un total de 5 tomas de muestra inalterada de pared gruesa en el interior del sondeo.

Este ensayo da una medida de la compacidad del suelo y consiste en introducir la cuchara standard 30 cm. en el terreno mediante el golpeo de una maza de 63,5 Kg. que cae libremente desde una altura de 76 cm.

Para realizar este ensayo se efectúa primeramente una limpieza del sondeo y se realiza una penetración de 15 cm. que no se contabiliza por estimar que el suelo puede estar alterado como consecuencia de la perforación. Se inicia entonces el ensayo de penetración propiamente dicho que permite a su vez la extracción de una muestra representativa del suelo.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

**Sondeo 1:** los resultados obtenidos en este sondeo han sido los siguientes:

Cota de la muestra	Tipo	Valor de $N_{30}$
1.50 m	MI	13.8
3.50 m	MI	9
5.50 m	MI	21.6
7.50 m	MI	22.2
9.40 m	MI	16.2

Algunos autores han relacionado el  $n^\circ$  de golpes del ensayo SPT con la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) y otros parámetros geotécnicos de importancia. Aunque se trata de valores orientativos para los materiales estudiados y no de una forma absoluta.

Para arcillas:

$N_{30}$	Descripción	$\phi$ Angulo de rozamiento interno	E $\text{kg/cm}^2$	$q_u$ ( $\text{Kg/cm}^2$ )
<2	Muy blanda	$0^\circ$	3	<0.25
2-4	Blanda	$0^\circ-2^\circ$	30	0.25-0.5
4-8	Media	$2-4^\circ$	45-90	0.5-1.0
8-15	Compacta	$4-6^\circ$	90-200	1-2
15-30	Muy compacta	$6-12^\circ$	>200	2-4
>30	Dura	$>14^\circ$	>200	>4

Para arenas:

$N_{30}$	Descripción	$\phi$ Angulo de fricción interna	E $\text{kg/cm}^2$	Compacidad relativa
0-4	Muy floja	$28^\circ$	100	0-15 %
5-10	Floja	28-30	100-250	16-35 %
11-30	Media	30-36	250-500	36-65 %
31-50	Densa	36-41	500-1000	66-85 %
> 50	Muy densa	$> 41^\circ$	>1000	86-100 %

### 3.1.3. Ensayos penetración dinámica superpesada

El ensayo continuo de penetración dinámica consiste en clavar en el terreno una puntaza maciza de hierro, situada en el extremo de una varilla. Este varillaje tiene un diámetro inferior al de la puntaza para evitar el rozamiento del mismo con el suelo. La puntaza es prismática de base cuadrada, con un área de 16 cm<sup>2</sup>, una altura de 4 cm y ángulo de 45° en el vértice. El varillaje tiene un diámetro de 32 mm y la maza tiene un peso de 65 kg. y se deja caer desde una altura de 75 cm.

La resistencia del terreno a la penetración dinámica, se expresa por el número de golpes necesarios para clavar la varilla una longitud de 20 cm. Dicho número de golpes se designará, en lo sucesivo por N<sub>20</sub>.

Con este método se determinan las presiones de trabajo admisibles, por consideración de rotura del terreno, en función del golpeo y nivel de apoyo de la cimentación. Además, se deberá siempre comprobar si los asientos son admisibles para las presiones de trabajo obtenidas (problema común a todos los penetrómetros).

A partir de los resultados del ensayo de penetración, se puede calcular la resistencia dinámica del terreno utilizando la fórmula holandesa de hinca:

$$Q_d = \frac{P_m^2 \times H}{(P_m + P_p) A \cdot 20 / N_{20}} \quad \text{donde:}$$

- Q<sub>d</sub> = Resistencia dinámica unitaria en Kg/cm<sup>2</sup>
- P<sub>m</sub> = Peso de la maza (65 kg.)
- H = Altura de caída libre (75 cm)
- P<sub>p</sub> = Peso de la puntaza y cabeza de golpeo (1,5 kg.) + varillas (8,84 kg/m)
- A = Sección de la puntaza (16 cm<sup>2</sup>)
- 20/N<sub>20</sub> = Penetración por golpe (cm)

Según Buisson (1.952) el valor de la resistencia dinámica, Q<sub>d</sub>, puede correlacionarse con la resistencia unitaria en punta, R<sub>p</sub>, mediante un coeficiente que varía entre 0,50 y 0,75 según el tipo de terreno.

Excepcionalmente este coeficiente puede alcanzar el valor 0,3 en suelos de consistencia blanda o aproximarse a 1,0 en suelos granulares muy compactos con partículas gruesas.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

Se han realizado dos Ensayos de Penetración Dinámica Superpesada (DPSH) a una profundidad aproximada de  $-0,4$  m con respecto a cota de calle. En función de los resultados obtenidos se pueden distinguir los siguientes tramos:

De  $0,0$  m a  $7,4$  m de profundidad, se observan valores de  $N_{20}$  inferiores por lo general a 10 golpes, indicativo de un material de consistencia baja.

A partir de  $7,4$  m y hasta  $10,0$  m de profundidad, se tienen valores de  $N_{20}$  superiores a 10 golpes, por lo que se trata de un material de consistencia media.

#### **3.1.4. Descripción del material**

La secuencia estratigráfica que se puede definir en este caso, teniendo en cuenta lo observado en el testigo de muestra obtenido en el sondeo realizado, es de techo a muro la siguiente:

De  $0,0$  m a  $0,3$  m de profundidad. Suelo vegetal arcillo-limoso de color marrón, con algunos restos de obras en su interior.

A partir de  $0,3$  m y hasta  $10,0$  m de profundidad (se da por terminado el sondeo). Arcilla y limo de color marrón. Ligeramente plástico y seco.

No se ha detectado la presencia del nivel freático en los trabajos de campo realizados.

#### **3.2. Trabajos de laboratorio.**

Se han realizado en función de la localización de la muestra en la obra prevista, su tamaño y naturaleza, etc.

Los ensayos realizados corresponden a los siguientes tipos:

- Ensayos de identificación: Granulometría, límites de Atterberg, etc.
- Ensayos químicos: contenido en sulfatos.

Los ensayos fueron realizados por el laboratorio de Apima, cuyas actas figuran en los anejos.





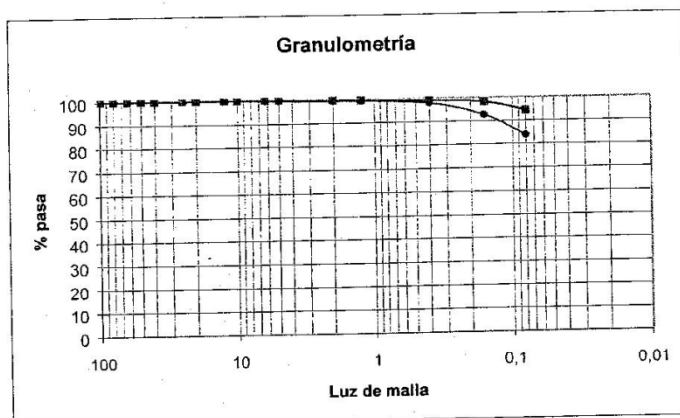
*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

### 3.2.1. Granulometría.

Se han efectuado tres granulometrías de suelos por tamizados (UNE-103101-95), para las muestras obtenidas en el sondeo a diferentes profundidades, obteniéndose los siguientes resultados:

SONDEO	PROFUNDIDAD (metros)	PASA TAMIZ Nº 5	PASA TAMIZ Nº 0.08	CLASIFICACIÓN CASAGRANDE
1	1.5	99.6	94.5	CL
1	3.5	100	94.2	ML
1	7.5	99.8	83.7	CL

Las curvas granulométricas obtenidas son:



### 3.2.2. Límites de Atterberg

La consistencia de un suelo cohesivo disminuye al aumentar el contenido de humedad del mismo; los distintos contenidos de humedad correspondientes a la frontera entre los distintos estados se conocen como límites de Atterberg. La utilización de los mismos da una aproximación bastante fiel de las propiedades geomecánicas del suelo.

Se ha efectuado tres ensayos de límite líquido y límite plástico, en los que se obtuvieron los siguientes resultados:



10

*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Aussias March, Alqueria de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

Sondeo / cata:	1	1	1
Profundidad inicial (m):	1,50	3,50	7,50
Profundidad final (m):	2,10	4,10	8,10
Profundidad media (m):	1,80	3,80	7,80
LL (%)	30,30	—	33,00
LP (%)	19,90	—	16,10
IP (%)	10,40	NP	16,90
Marcador	Rombo	Cuadrado	Círculo

La matriz arcillosa de las muestras analizadas se clasifica como no plástica o presentan una plasticidad de baja a media, por lo que no se van a generar fallos en las estructuras del edificio derivados de fenómenos expansivos de dichos materiales.

### 3.2.3. Contenido en sulfatos: agresividad

Se ha realizado un ensayo del contenido en sulfatos solubles en suelos, para la muestra obtenida en el sondeo a 1,5 m de profundidad con respecto a la superficie del solar, obteniéndose un valor de 109,337 mg/kg.

Este resultado del contenido en sulfatos indica *que el terreno no es agresivo para el hormigón*, por lo que no se considera necesario la utilización de cemento sulfato-resistente en la dosificación de los hormigones de las estructuras que estén en contacto permanente con el terreno.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

#### 4. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL TERRENO.

En este apartado se estudian las principales características geotécnicas de los materiales estudiados y su incidencia en las obras que se proyectan.

##### 4.1. Corte litológico del terreno

Aunque ya se mencionaron anteriormente, se hará aquí un comentario más detallado de las características de cada uno de los niveles que constituyen el subsuelo de la zona objeto de estudio, indicando además los parámetros geotécnicos asignables a los mismos. Estos parámetros se han obtenido principalmente en los trabajos de campo, laboratorio y gabinete por referencia a la experiencia reconocida sobre estos materiales.

Los niveles geotécnicos registrados son de techo a muro los siguientes:

**NIVEL 0:** De 0,0 m a 0,3 m de profundidad. Suelo vegetal arcilloso de color marrón, con algunos restos de obras.

Dado el carácter heterogéneo que presenta cualquier suelo vegetal debido a la presencia de restos de raíces, este nivel debe ser convenientemente eliminado de la base de cimentación.

Los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de estructuras de contención son:

Peso específico	1,5 g/cm <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	--- kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo rozamiento efectivo	15 °

**NIVEL 1:** A partir de 0,3 m y hasta 10 m de profundidad. Arcillas y limos de color marrón.

Los valores de  $N_{30}$  obtenidos para este nivel son:

Cota de la muestra	Tipo	Valor de $N_{30}$
1.50 m	MI	13.8
3.50 m	MI	9
5.50 m	MI	21.6
7.50 m	MI	22.2
9.40 m	MI	16.2



12

*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia). Ref.: SG/3376*

Para arcillas:

N <sub>30</sub>	Descripción	$\phi$ Angulo de rozamiento interno	E kg/cm <sup>2</sup>	q <sub>u</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
8-15	Compacta	4-6°	90-200	1-2
15-30	Muy compacta	6-12°	>200	2-4

En los ensayos penetrométricos realizados (DPSH), se obtiene hasta 7,4 m de profundidad, valores de N<sub>20</sub> inferiores a 10 golpes, siendo superiores a continuación.

Los parámetros geotécnicos obtenidos para este nivel son:

Clasificación de las muestras	CL, ML
No plástico o plasticidad baja-media	
Contenido de sulfatos solubles del suelo	109,337 mg/kg

La matriz arcillosa de las muestras analizadas se clasifica como no plásticas o presentan una plasticidad de baja a media, por lo que no se van a generar fallos en las estructuras del edificio derivados de fenómenos expansivos de dichos materiales.

Según el Anejo, Apartado 4.2 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), el suelo no presenta agresividad por la presencia de sulfatos; por tanto, no se considera necesario la utilización de cemento sulfo-resistente.

Otros parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de estructuras de contención son:

Peso específico	1,8 g/cm <sup>3</sup>
Cohesión efectivo	0,1 kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo rozamiento efectivo	28 °

No se ha detectado la presencia del nivel freático en los trabajos de campo realizados, por lo que, de no variar de forma importante las condiciones existentes el día de la visita al solar, la cimentación no se verá afectada por la presencia de agua en el subsuelo.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.:SG/3376*

#### 4.2. Tipología de cimentación.

Para definir el tipo de cimentación más adecuada en cada caso, no sólo debe considerarse la capacidad portante y deformabilidad de los distintos niveles que aparecen en el subsuelo, sino que hay que integrar otros condicionantes como son:

- Profundidad a la que aparecen los niveles resistentes.
- Espesor de estos niveles.
- Presencia y dinámica del nivel freático.
- Requerimientos arquitectónicos: cargas a transmitir, luces entre pilares, etc.
- Experiencia de cimentaciones y patologías en la zona.
- Comparación económica de costes y plazos

En función de los resultados obtenidos con los ensayos de penetración realizados (SPT y DPSH), aplicando las fórmulas de Vesic, Terzahi, Meyerhof y Hansen (ver anejo de cálculo), y teniendo en cuenta que la superficie del solar se sitúa a una profundidad media de -0,4 m desde cota de calle, se han considerado las siguientes soluciones de cimentación:

<i>Tipo de cimentación</i>	<i>Profundidad de cimentación(respecto a cota de calle)</i>	<i>Tensión admisible</i>	<i>Coefficiente de balasto (<math>K_{30}</math>)</i>
Zapatas aisladas arriostradas y/o zapata continua	A partir de 1,2 m	1,5 Kp/cm <sup>2</sup>	---
Losa armada	A partir de 1,2 m	0,8 Kp/cm <sup>2</sup>	5,0 Kp/cm <sup>3</sup>

Para obtener un coeficiente de balasto para placas de 0,3 x 0,3 m<sup>2</sup> ( $K_{30}$ ), se atiende a las recomendaciones propuestas en el curso “Losas y Vigas de Cimentación, CYPE”, que para un material de estas características asigna un  $K_{30}= 5,0 \text{ Kp/cm}^3$ .

Cuando la actuación de cargas sobre el cimiento produzca por su excentricidad presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá en los bordes un aumento del 25 por 100 en la presión admisible, siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible según la NBE (AE-88).





14

*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia). Ref.: SG/3376*

### 4.3. Cálculo de asientos.

A la hora de calcular asientos, se utiliza la fórmula de Steinbrenner según el método elástico multicapa:

$$s_{(z)} = \frac{q \cdot b}{2 \cdot E} \cdot (A \cdot \phi_{1(A,B,Z)} - B \cdot \phi_{2(A,B,Z)})$$

$$A = 1 - \nu^2$$

$$B = 1 - \nu - 2 \cdot \nu^2$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \left[ \operatorname{Ln} \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+n}{\sqrt{1+n^2+m^2}-n} + n \cdot \operatorname{Ln} \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+1}{\sqrt{1+n^2+m^2}-1} \right]$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \cdot \operatorname{arctag} \frac{n}{m \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}}$$

$$m = z / b$$

$$n = a / b$$

a = largo cimentación  
b = ancho cimentación  
q = presión unitaria aplicada  
E = módulo elástico

Cálculo de asientos para zapatas:

Carga neta, q:	1,50 kg/cm <sup>2</sup>
Factor de seguridad:	1,20

Nivel	Z <sub>final</sub> (m)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Coef. Poisson	Δq (kg/cm <sup>2</sup> )
I	7,00	95	0,45	0,21
II	10,00	180	0,35	0,14

Lado menor, b (m):	1,00	2,00	3,00	4,00	0,60	0,80
Lado mayor, a (m):	1,00	2,00	3,00	4,00	20,00	20,00
Asientos (cm):	<b>1,25</b>	<b>2,34</b>	<b>3,25</b>	<b>4,02</b>	<b>1,82</b>	<b>2,22</b>
Carga total (T):	15,00	60,00	135,00	240,00	180,00	240,00

*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

Cálculo de asientos para losa armada:

<b>Carga neta, q:</b>	<b>0,80 kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Lado menor, b:</b>	<b>10,00 m</b>
<b>Lado mayor, a:</b>	<b>18,00 m</b>

Nivel	Z <sub>final</sub> (m)	E (kg/cm²)	Coef. Poisson	Centro Esquina		Δq (kg/cm²)
				Asientos (cm)		
I	7,00	95	0,45	2,93	0,61	0,47
II	10,00	180	0,35	0,68	0,23	0,38

<b>Factor de seguridad:</b>	<b>1,20</b>
-----------------------------	-------------

Asientos (cm)		
Esquina	Centro	Valor medio/Rígida
<b>1,01</b>	<b>4,34</b>	<b>3,53</b>

Aplicando los valores obtenidos en el estudio, se obtienen unos asientos por debajo de los máximos admitidos según Norma (NBE-AE-88), para este tipo de terreno y para los tipos de cimentación anteriormente descritos.

Características del edificio	Asiento general máximo admisible en terrenos	
	Sin cohesión (mm)	Con cohesión (mm)
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez	50	75

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de lo obtenido en los trabajos de campo, laboratorio y gabinete, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

La secuencia estratigráfica básica que se puede definir para este solar, teniendo en cuenta todos los datos disponibles, es de techo a muro la siguiente:

**NIVEL 0:** De 0,0 m a 0,3 m de profundidad. Suelo vegetal arcilloso de color marrón, con algunos restos de obras.

Dado el carácter heterogéneo que presenta cualquier suelo vegetal debido a la presencia de restos de raíces, este nivel debe ser convenientemente eliminado de la base de cimentación.

Los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de estructuras de contención son:

Peso específico	1,5 g/cm <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	--- kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo rozamiento efectivo	15 °

**NIVEL 1:** A partir de 0,3 m y hasta 10 m de profundidad. Arcillas y limos de color marrón.

Los parámetros geotécnicos obtenidos para este nivel son:

Clasificación de las muestras	CL, ML
No plástico o plasticidad baja-media	
Contenido de sulfatos solubles del suelo	109,337 mg/kg

La matriz arcillosa de las muestras analizadas se clasifica como no plásticas o presentan una plasticidad de baja a media, por lo que no se van a generar fallos en las estructuras del edificio derivados de fenómenos expansivos de dichos materiales.

Según el Anejo, Apartado 4.2 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), el suelo no presenta agresividad por la presencia de sulfatos; por tanto, no se considera necesario la utilización de cemento sulfo-resistente.

Otros parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de estructuras de contención son:





17

*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Ausias March, Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

Peso específico	1,8 g/cm <sup>3</sup>
Cohesión efectivo	0,1 kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo rozamiento efectivo	28 °

No se ha detectado la presencia del nivel freático en los trabajos de campo realizados, por lo que, de no variar de forma importante las condiciones existentes el día de la visita al solar, la cimentación no se verá afectada por la presencia de agua en el subsuelo.

En función de los resultados obtenidos con los ensayos realizados, se han considerado las siguientes soluciones de cimentación:

<i>Tipo de cimentación</i>	<i>Profundidad de cimentación (respecto a cota de calle)</i>	<i>Tensión admisible</i>	<i>Coeficiente de balasto (K<sub>30</sub>)</i>
Zapatas aisladas arriostradas y/o zapata continua	A partir de 1,2 m	1,5 Kp/cm <sup>2</sup>	---
Losa armada	A partir de 1,2 m	0,8 Kp/cm <sup>2</sup>	5,0 Kp/cm <sup>3</sup>

Quedamos a disposición de la Dirección Técnica de la obra para resolver las dudas respecto al presente informe, así como para solventar cualquier circunstancia anómala observada al efectuar la cimentación, y no detectadas en las prospecciones efectuadas.

Las recomendaciones aquí dadas son únicamente aplicables a la zona de estudio, no siendo de aplicación a ninguna otra zona. Estas recomendaciones se basan en la extrapolación para todo el solar, de los resultados obtenidos en un número puntual de prospecciones.

Teniendo en cuenta la heterogeneidad del subsuelo, siempre es necesario prever la detección, durante la fase de ejecución de la cimentación de situaciones distintas a las aquí descritas, lo que llevaría a introducir las modificaciones pertinentes.

SAIN GEOTECNIA S.L. garantiza la confidencialidad de este informe y de los datos aquí incluidos.

SAIN GEOTECNIA S.L. únicamente se responsabiliza de las reproducciones del presente informe que se realizan en su totalidad.



*Estudio geotécnico para edificio viviendas en  
Av. Aussias March. Alquería de la Condesa (Valencia) Ref.: SG/3376*

Las conclusiones difundidas en este informe se refieren únicamente a las muestras que se relacionan en el mismo y a los resultados expresados en las actas de ensayo de laboratorio que le acompañan.

Este informe consta de 18 páginas y sus correspondientes Anejos.

Real de Gandia, Noviembre de 2005.

Fdo.: Javier Yébenes López  
Geólogo  
Colegiado N° 4287

Fdo.: Juan García Bellés  
Geólogo  
Colegiado N° 4389

Fdo.: Ana García Casales  
Geóloga  
Colegiado N° 3641

### 1.3 GEOMETRIA BASICA DEL MODELO

Después del estudio del programa de necesidades, se empieza a marcar unas pautas a seguir de cómo va a ser la estructura del proyecto que vamos a elaborar.

Está claro que la práctica de dichos deportes nos lleva a conseguir una superficie diáfana, teniendo que salvar luces relativamente importantes.

Otro aspecto a considerar es la acción de las cargas sobre dicha estructura, ya que la cubierta de esta no soportara cargas gravitatorias excesivamente importantes.

Dichos requisitos nos llevan a pensar en la realización de una estructura porticada de acero, ya que este material es el más indicado para la elaboración de estructuras ligeras capaces de cubrir grandes luces.

Además contamos con una serie de características que nos hace pensar que este material es el idóneo para la estructura que nos planteamos.

- El material es homogéneo, y se trabaja mucho en el taller, por lo que nos lleva a un rápido montaje así como a una disminución importante de los fallos humanos en comparación a otros materiales.
- Presentan prácticamente una resistencia máxima desde el momento de su colocación, por lo que no perdemos tiempos de espera para alcanzar la resistencia necesaria como puede pasar en otros materiales.
- Innecesidad de cimbras o de un gran número de encofrados para su montaje.
- El acero nos avisa mediante fisuras y deformaciones, antes de que se produzca el fallo definitivo.
- En cuanto a la resistencia de las solicitaciones, es un material bastante uniforme ya que todo el resiste a diferentes solicitaciones.
- Si se protege como es debido y tiene un buen mantenimiento el acero no es tan débil ante fenómenos como la retracción.

Pero dicho material también tiene mal menores que cabe conocer y prestarles un mínimo de atención:

- Uno de los fenómenos a destacar en los pórticos de acero, es el problema de la esbeltez conocido como el pandeo, factor que a la hora del cálculo tendremos que tener muy en cuenta.
- Las estructuras de acero deben ser protegidas del fuego ya que este nos lleva a una importante pérdida de la resistencia. Para ello seguiremos las directrices que nos marca el código técnico en el DB-SI.
- Las estructuras diseñadas con pórticos de acero son sensible a los esfuerzos horizontales, de esta forma necesita de estructuras adicionales para poder combatir dichos empujes. Por ello la mayoría precisan de arriostramientos.

En conclusión solucionaremos nuestra estructura mediante pórticos metálicos.

Por lo tanto vamos a investigar un poco el material a utilizar.

ACERO, es el nombre que se da a las aleaciones de hierro (Fe) y carbono (C), en las que el conjunto de ambos minerales no sobrepasa el 5%. El acero también contiene otros minerales en menor proporción, como fósforo (P), azufre (S) y nitrógeno (N). Los aceros aleados contienen además otros elementos como manganeso (Mn), silicio (Si), cromo (Cr), níquel (Ni) y molibdeno (Mo).

Se considera que una aleación de hierro es acero si contiene menos de un 2% de carbono. El contenido de carbono tiene un efecto fundamental en las propiedades del acero. A medida que crece el contenido de carbono, aumenta la dureza y la resistencia del acero, pero también aumenta su fragilidad y disminuye la ductilidad. A menor contenido de carbono, el acero presenta mejor soldabilidad. El acero es un material dúctil, maleable, forjable y soldable.

.

Las siguientes **características** son comunes a todos los aceros:

Módulo de Elasticidad **E** 210.000 N/mm<sup>2</sup>

Módulo de Elasticidad Transversal **G** 81.000 N/mm<sup>2</sup>

Coeficiente de Poisson  **$\nu$**  0,3

Coeficiente de dilatación térmica  **$\alpha$**   $1,2 \times 10^{-5}$  (°C)<sup>-1</sup>

Densidad  **$\rho$**  7.850 kg/m<sup>3</sup>

## 2. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS TIPOS ESTRUCTURALES APLICABLES

### COMPARATIVA ENTRE VARIOS MODELOS DE PORTICOS:

- Estructura con cubierta en arco biempotrada.
- Estructura con cubierta en arco biarticulada.
- Estructura con cubierta plana biempotrada
- Estructura con cubierta plana biarticulada.
- Estructura con cubierta a un agua biempotrada.
- Estructura con cubierta a un agua biarticulada.
- Estructura con cubierta de cercha polonceau biempotrada.
- Estructura con cubierta de cercha polonceau biarticulada.

Para ello analizaremos las leyes de axiles, cortantes y momentos para cada tipo de pórtico.

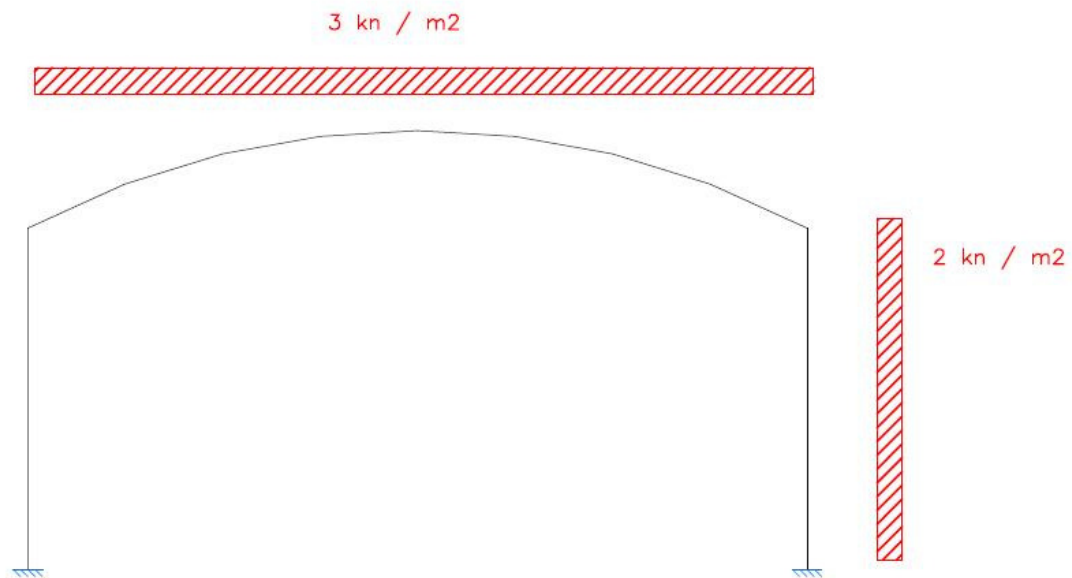
Supondremos dos cargas fijas para todos los tipos de pórtico :

- Carga vertical plana distribuida de 3 Kn /m<sup>2</sup>
- Carga horizontal plana distribuida de 2 kn /m<sup>2</sup>

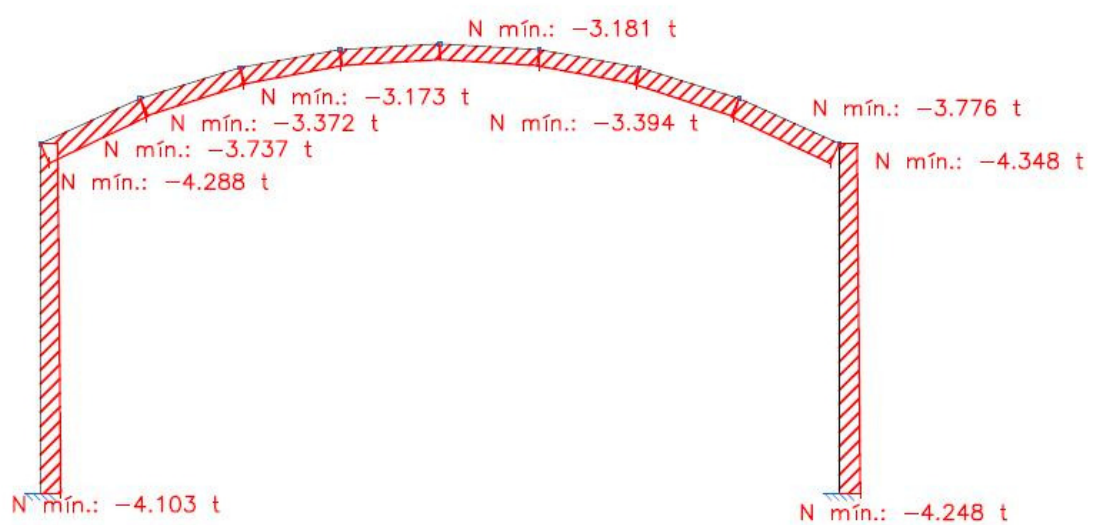
Para la comprobación entre los diferentes pórticos además de fijar unas cargas, la sección de todos los pórticos será constante, para ello utilizaremos IPE 80.

## Estructura con cubierta en arco biempotrada.

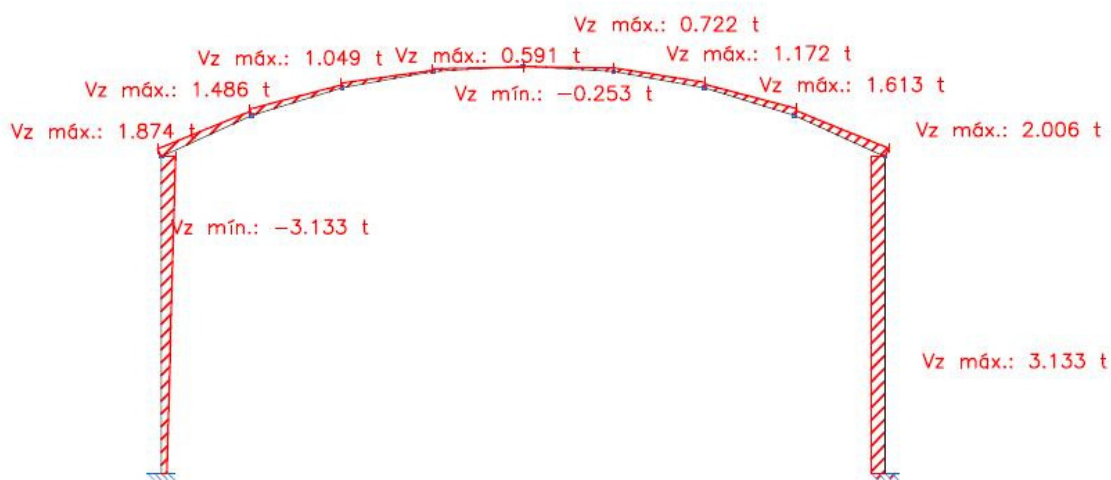
Cargas:



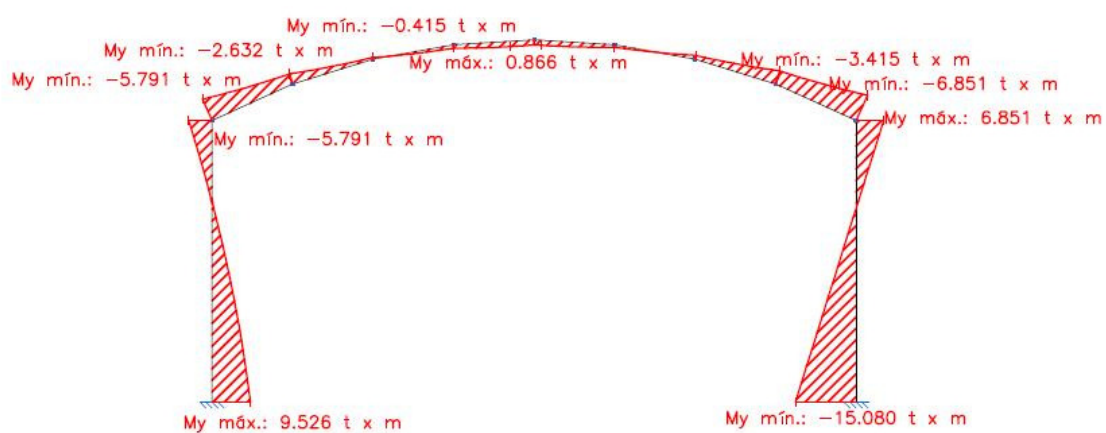
Ley de axiles:



## Ley de cortantes

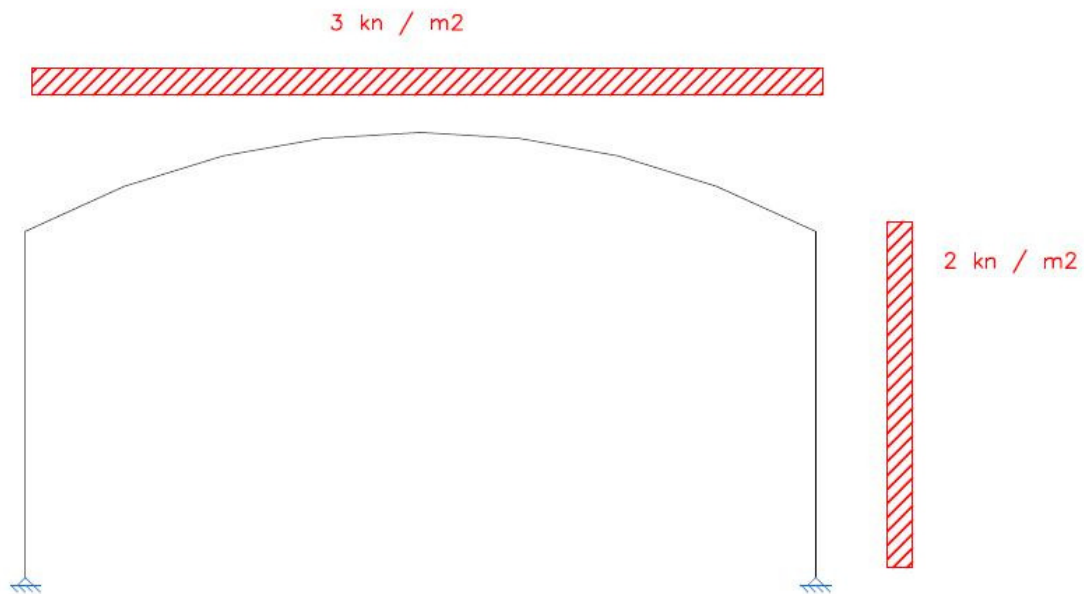


## Ley de momentos:

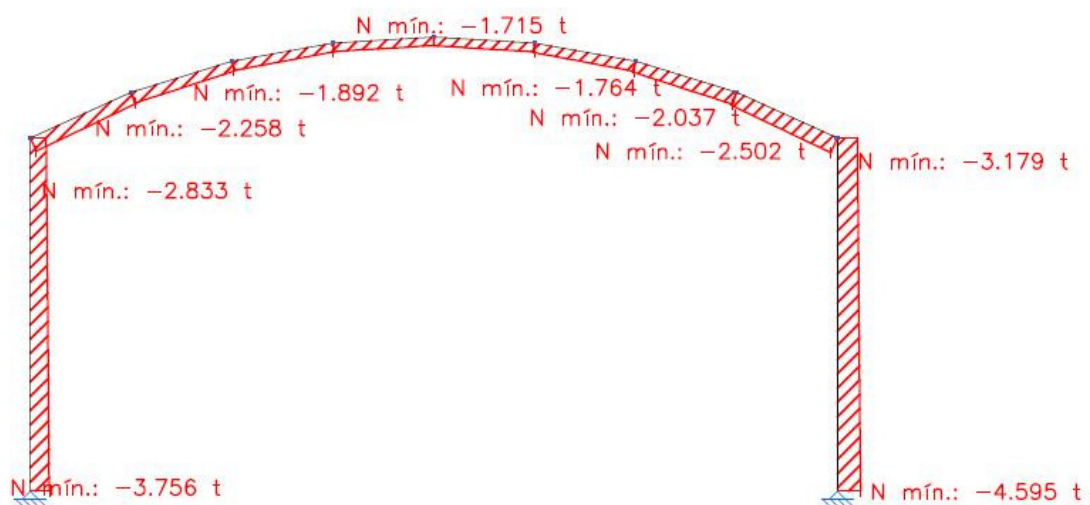


## Estructura con cubierta en arco biarticulada.

Cargas:

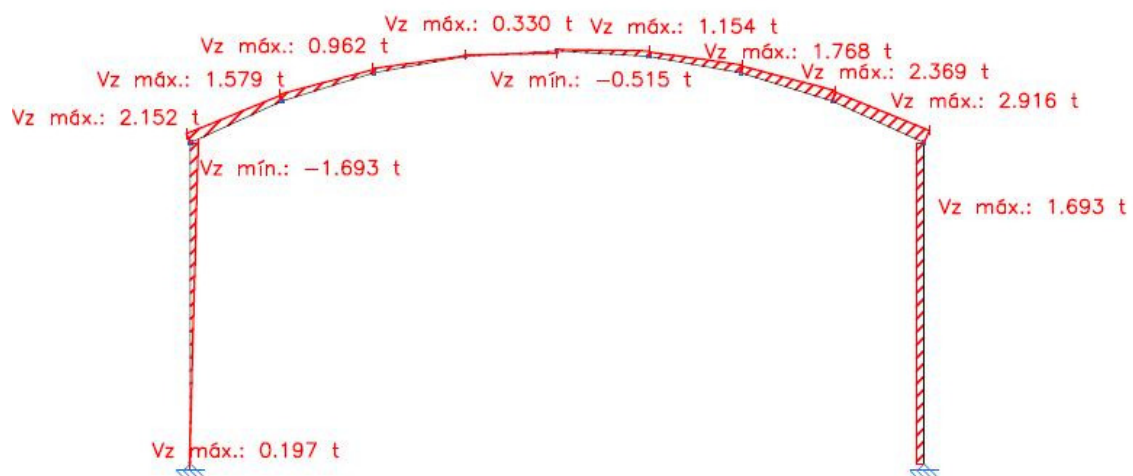


Ley de axiles:

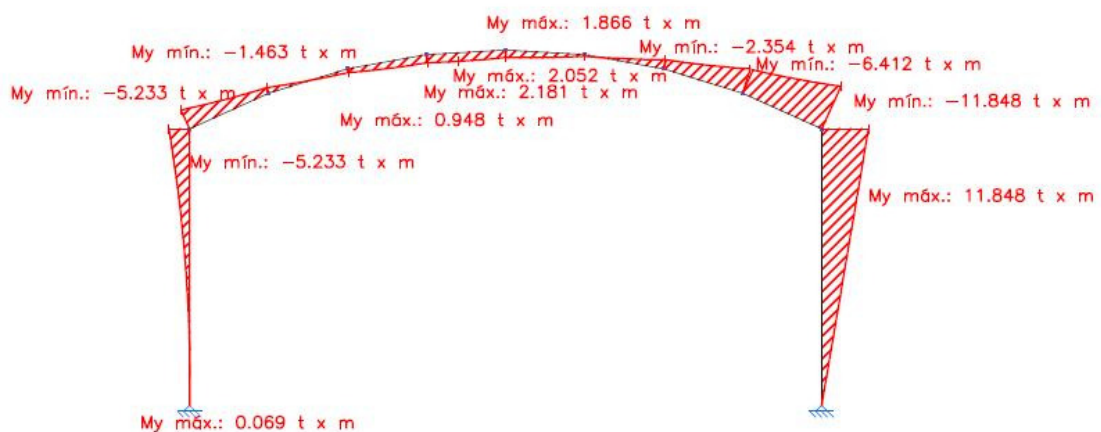




Ley de cortantes:

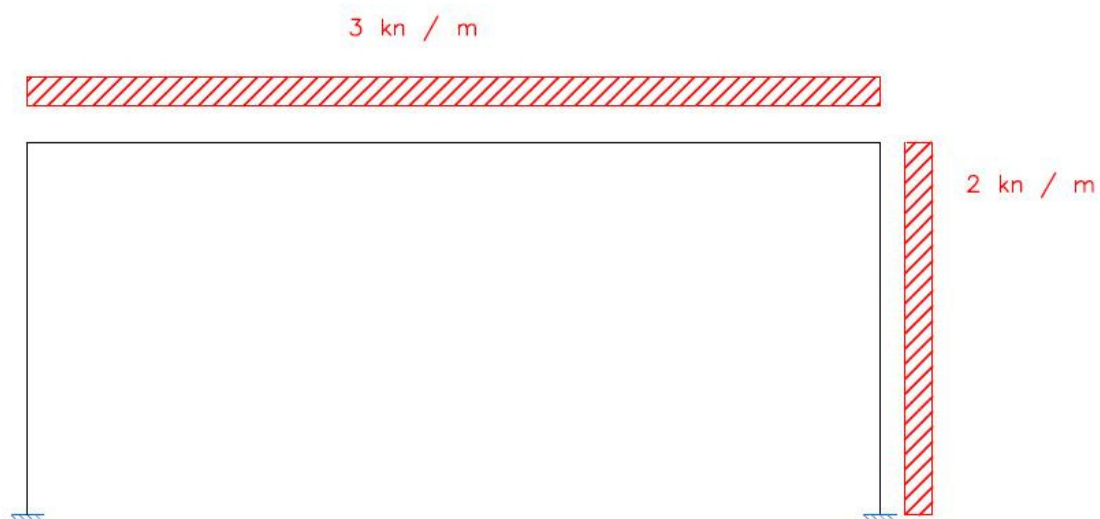


Ley de momentos:



Estructura con cubierta plana biempotrada:

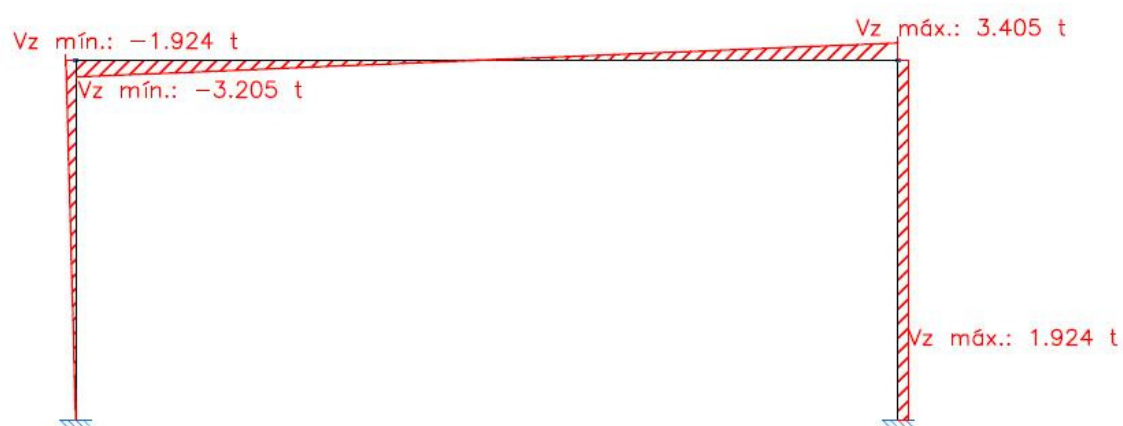
Cargas:



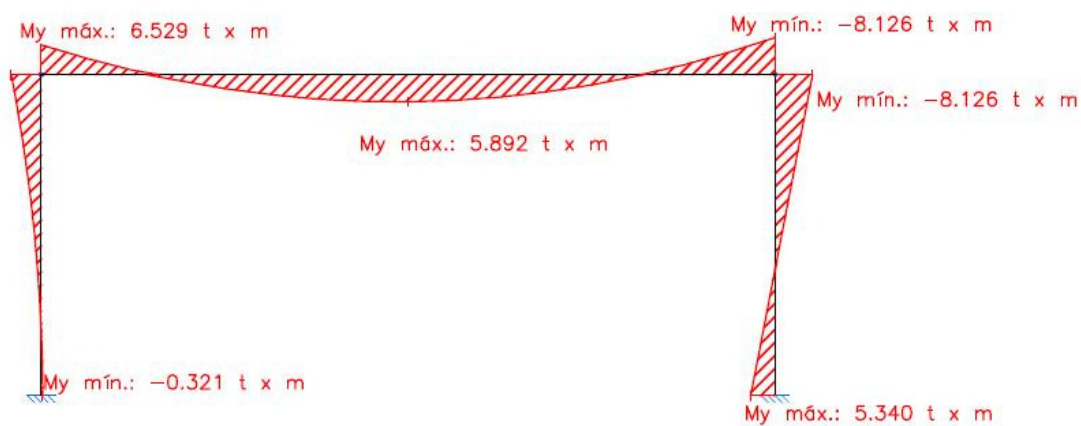
Ley de axiles:



Ley de cortantes:

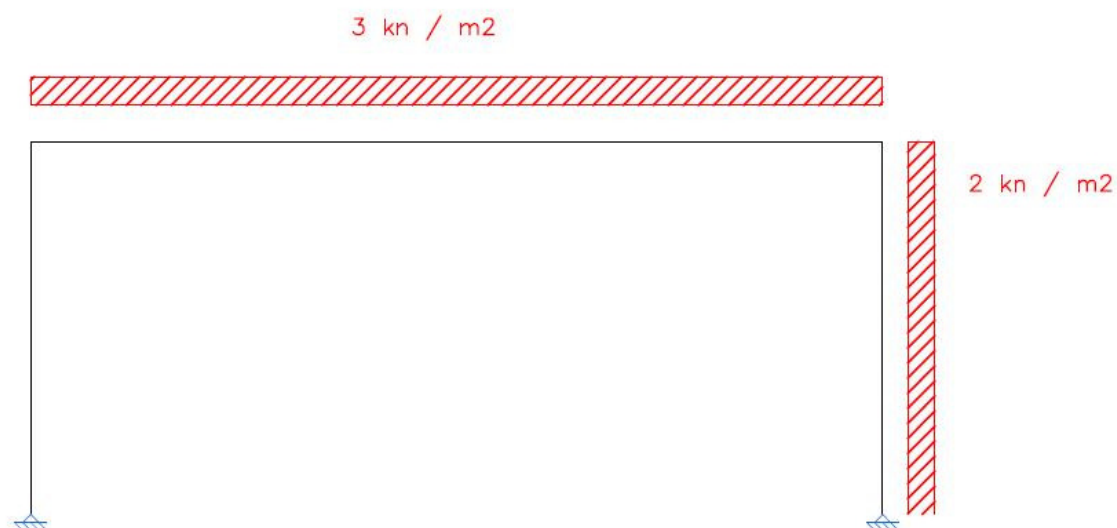


Ley de momentos:



## Estructura con cubierta plana biarticulada:

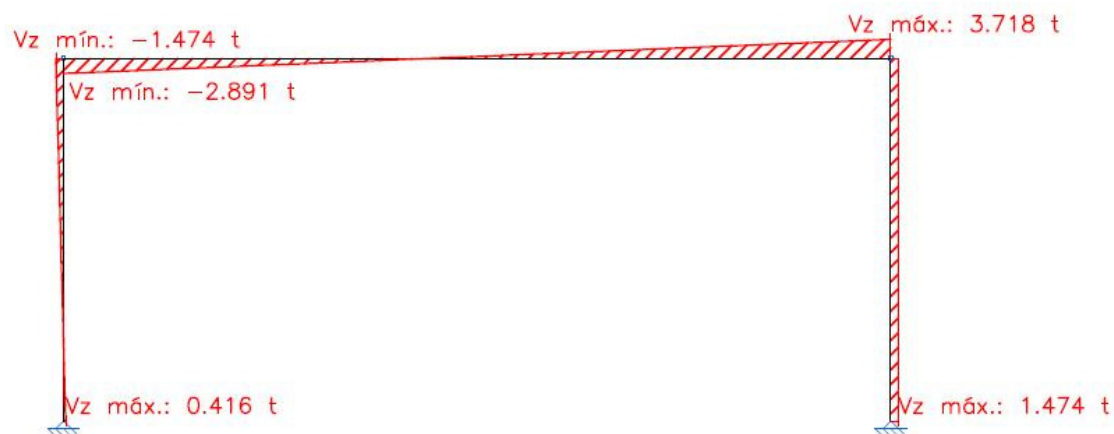
Cargas:



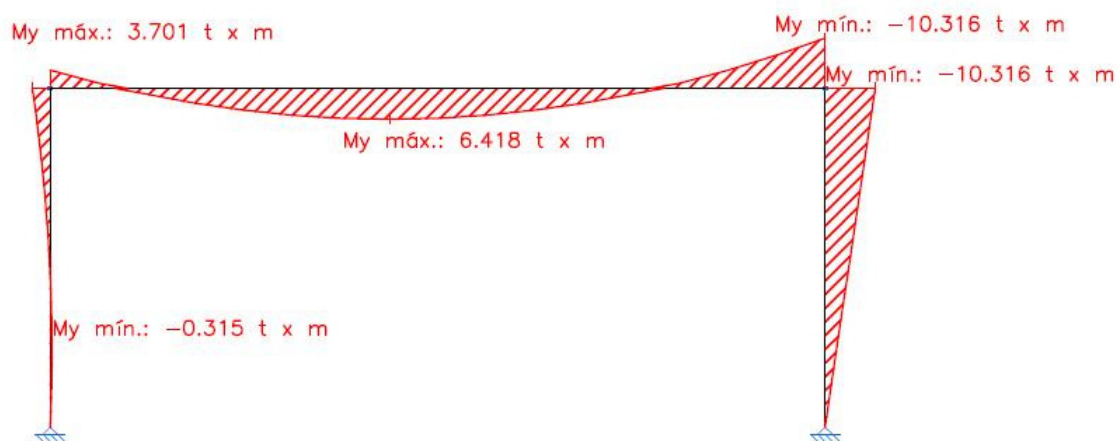
Ley de axiles:



Ley de cortantes:

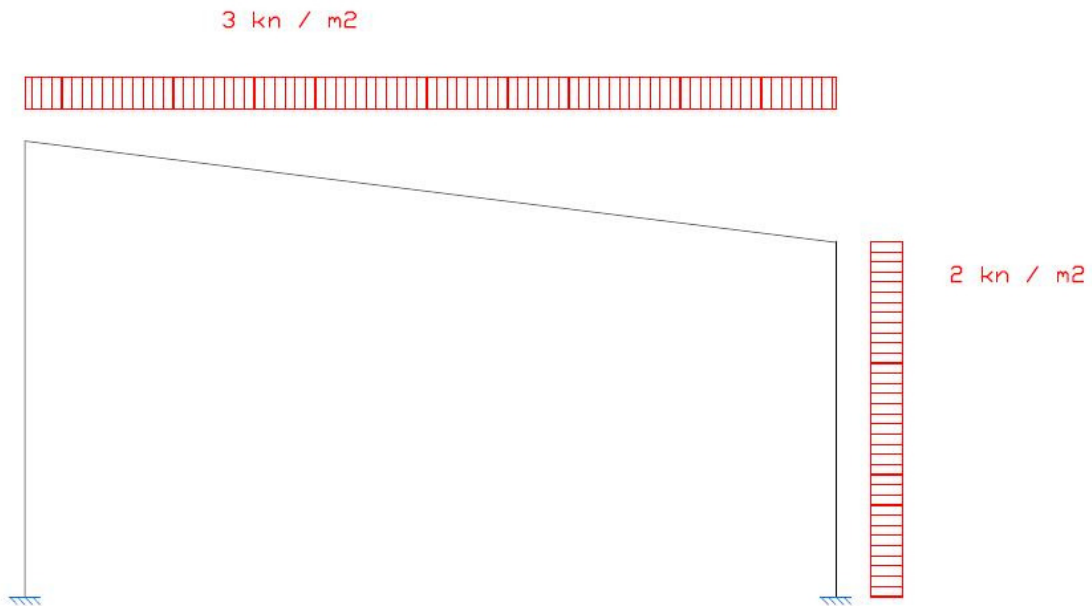


Ley de momentos:

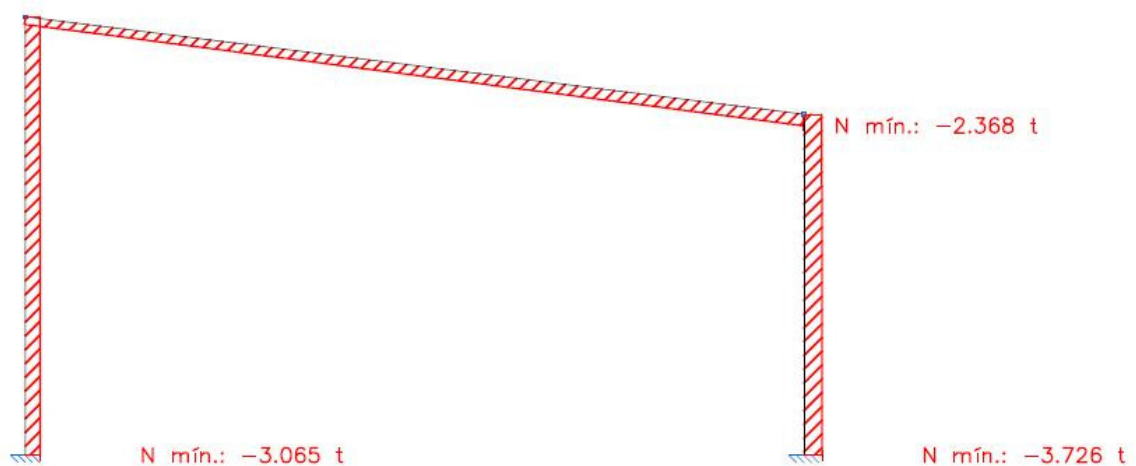


### Estructura con cubierta a un agua biempotrada:

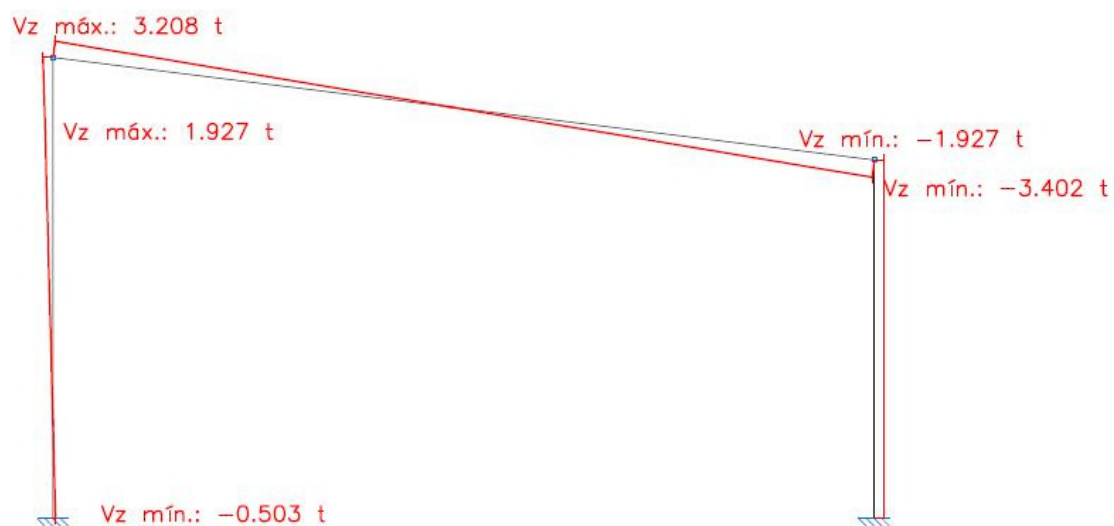
Cargas:



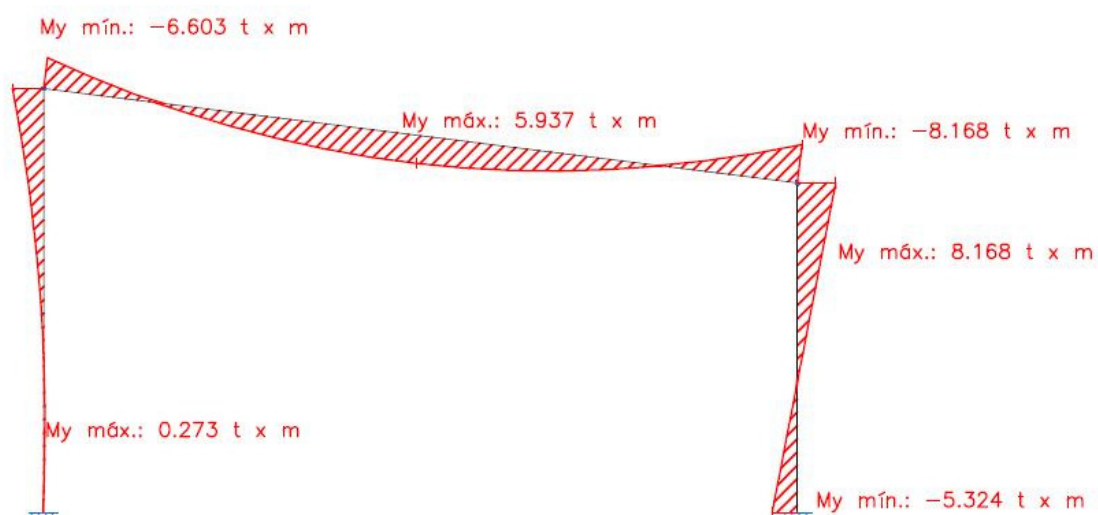
Ley de axiles:



Ley de cortantes:

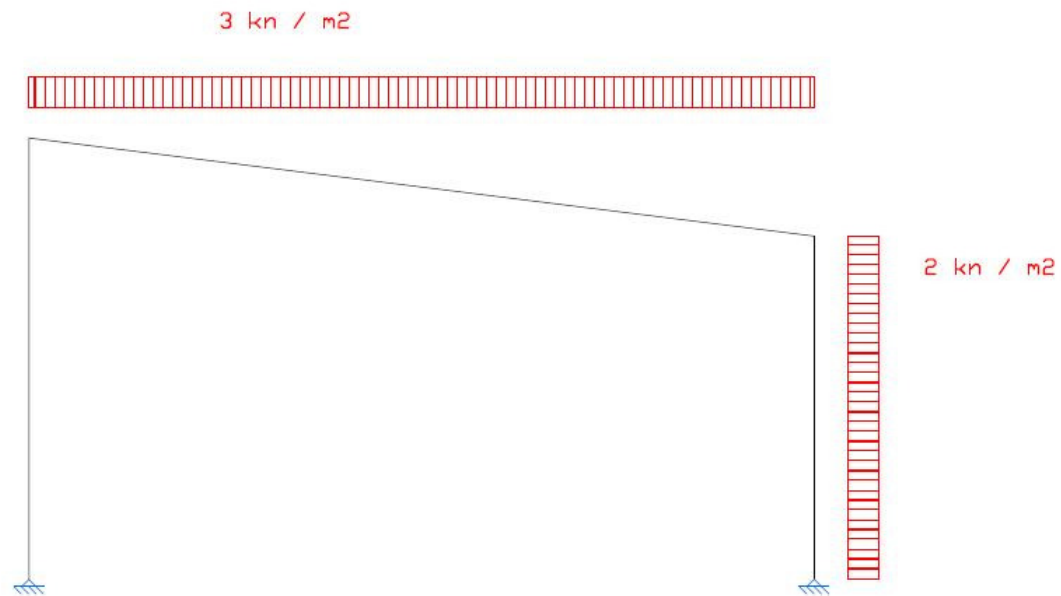


Ley de momentos:

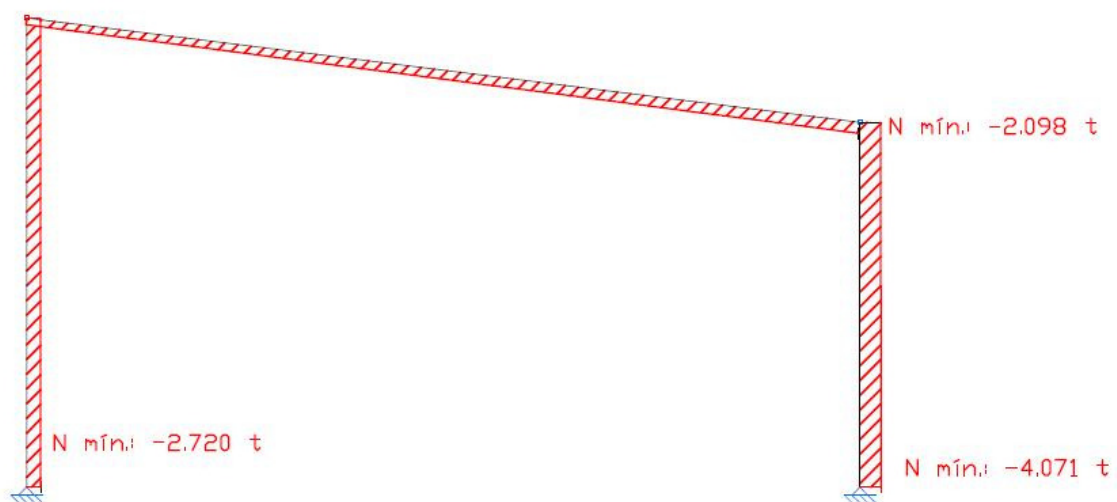


Estructura con cubierta a un agua biarticulada.

Cargas:

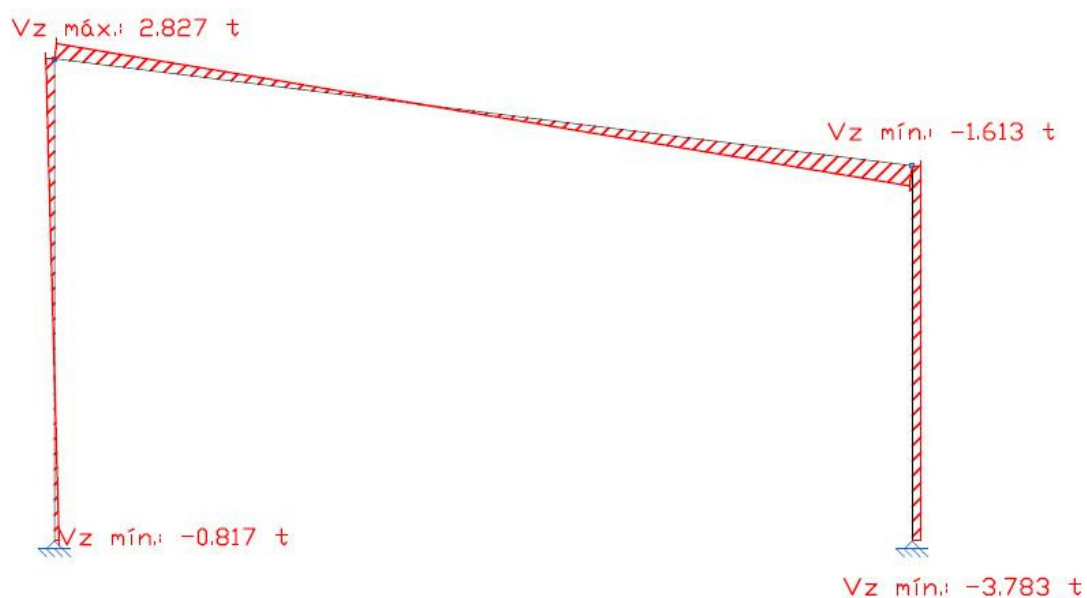


Ley de axiles:

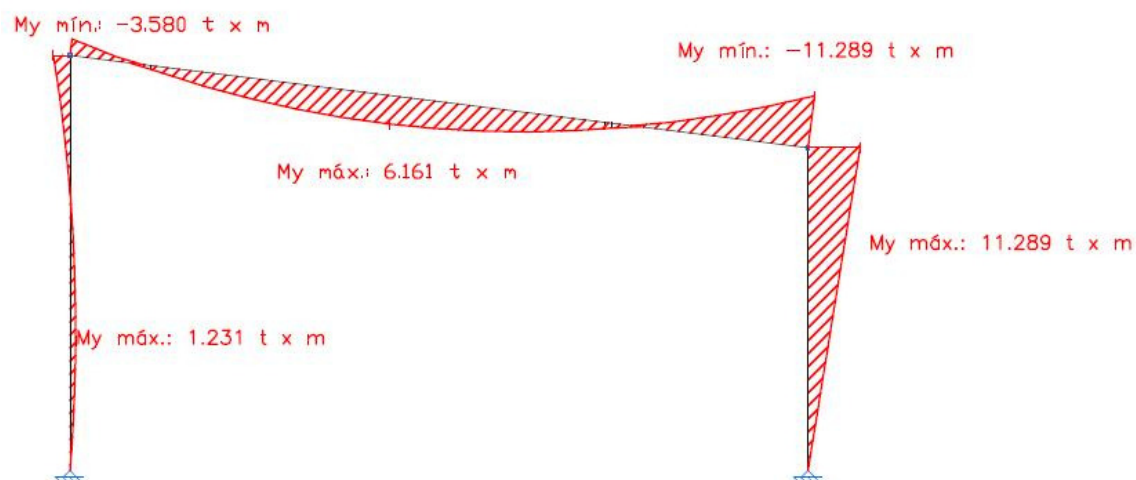




Ley de cortantes:

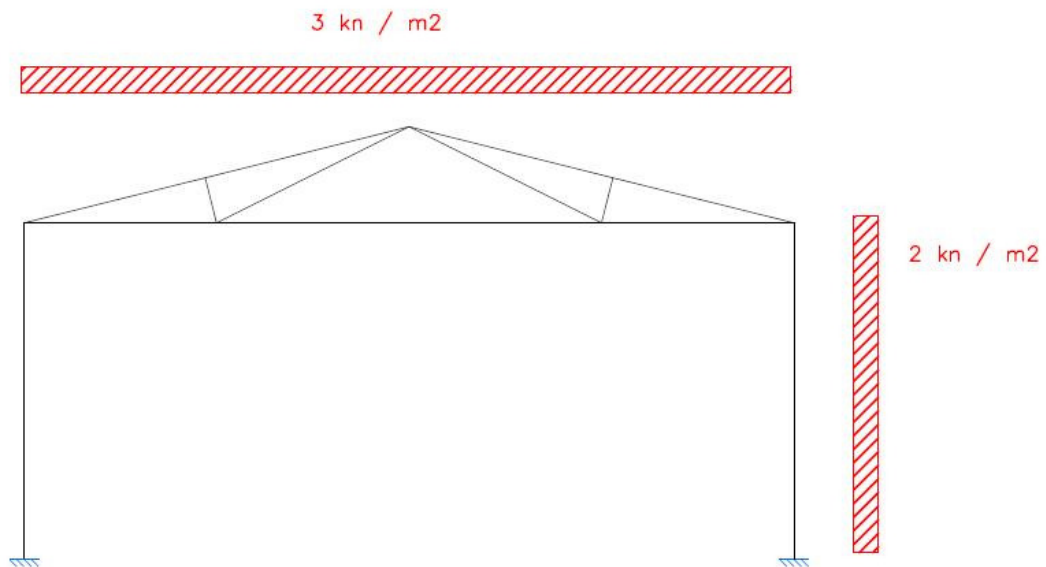


Ley de momentos:

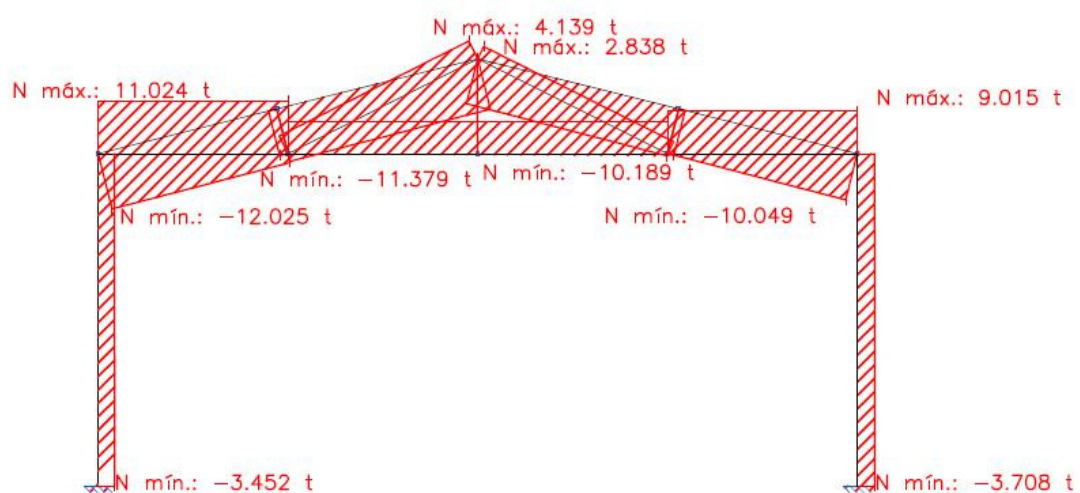


### Estructura con cubierta de cercha polonceau biempotrada.

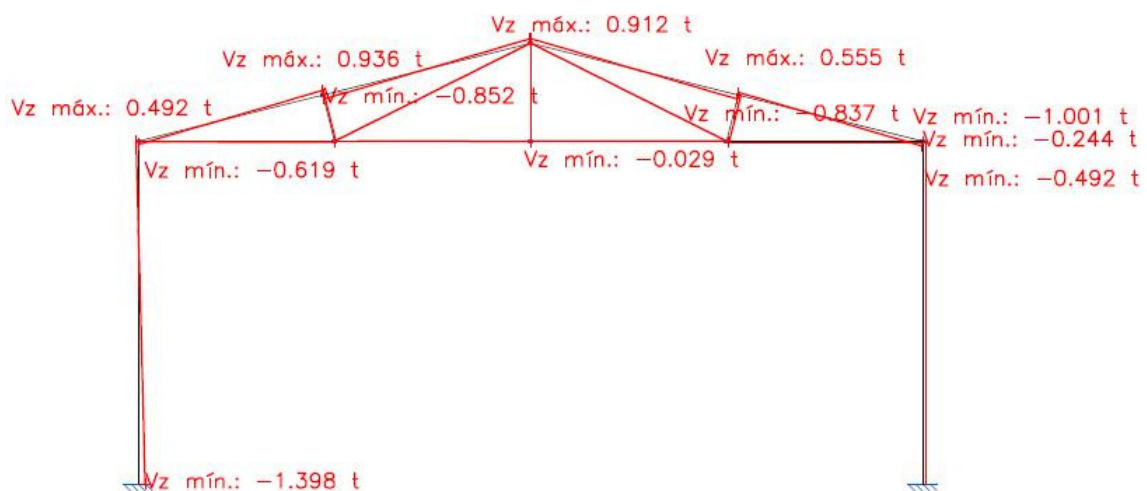
Cargas:



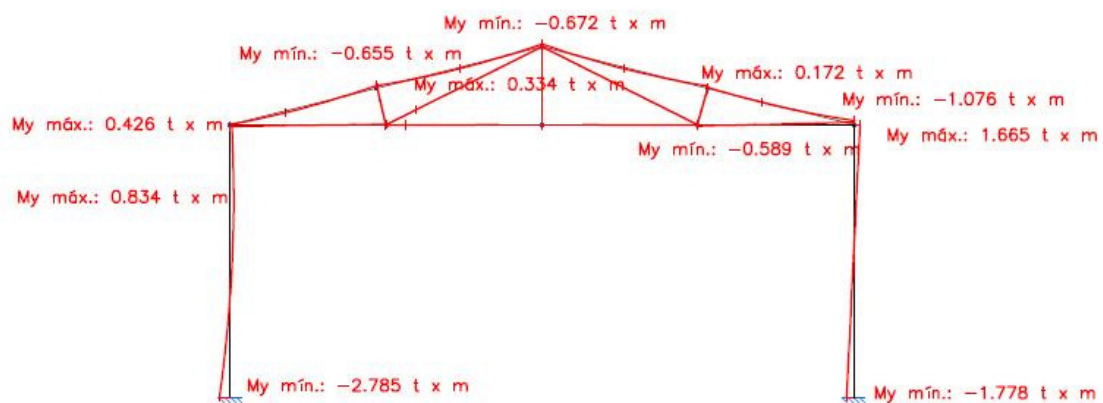
Ley de axiles:



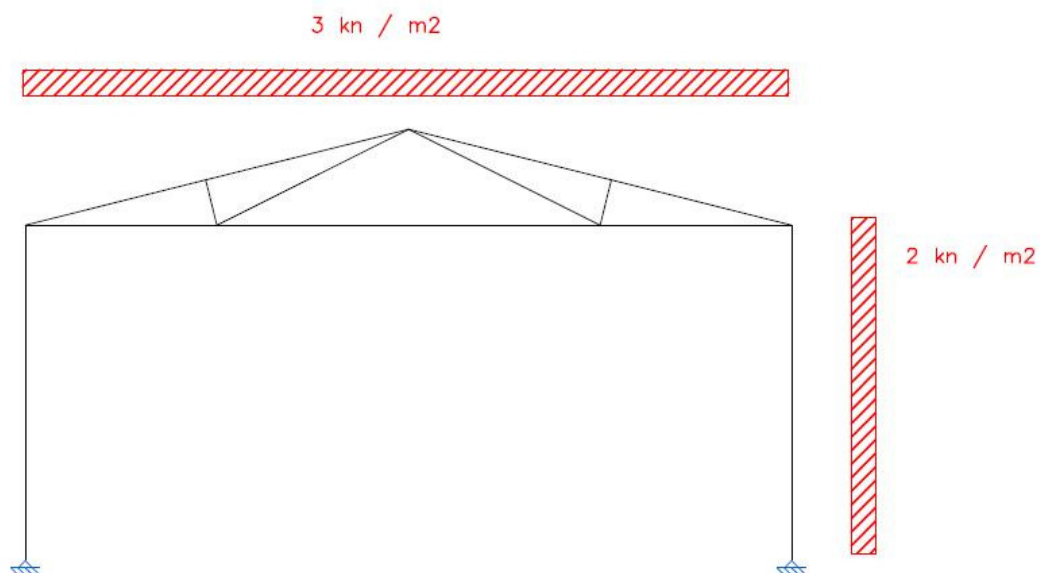
Ley de cortantes:



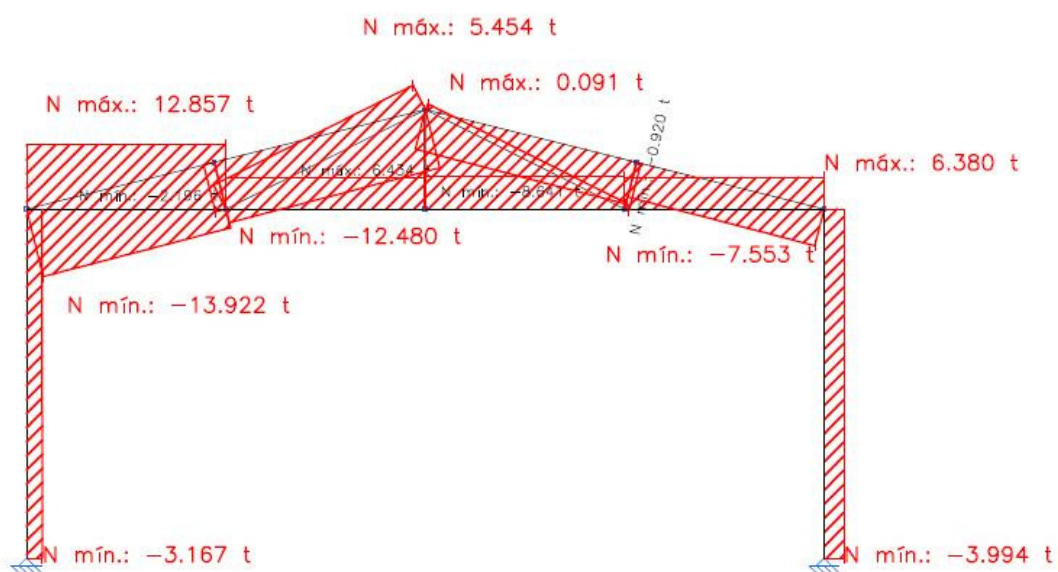
Ley de momentos:



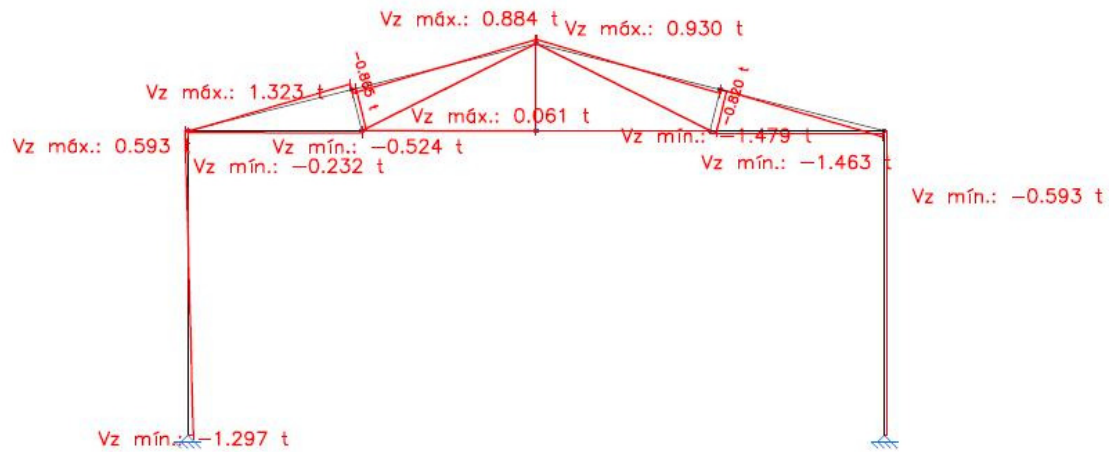
Cargas:



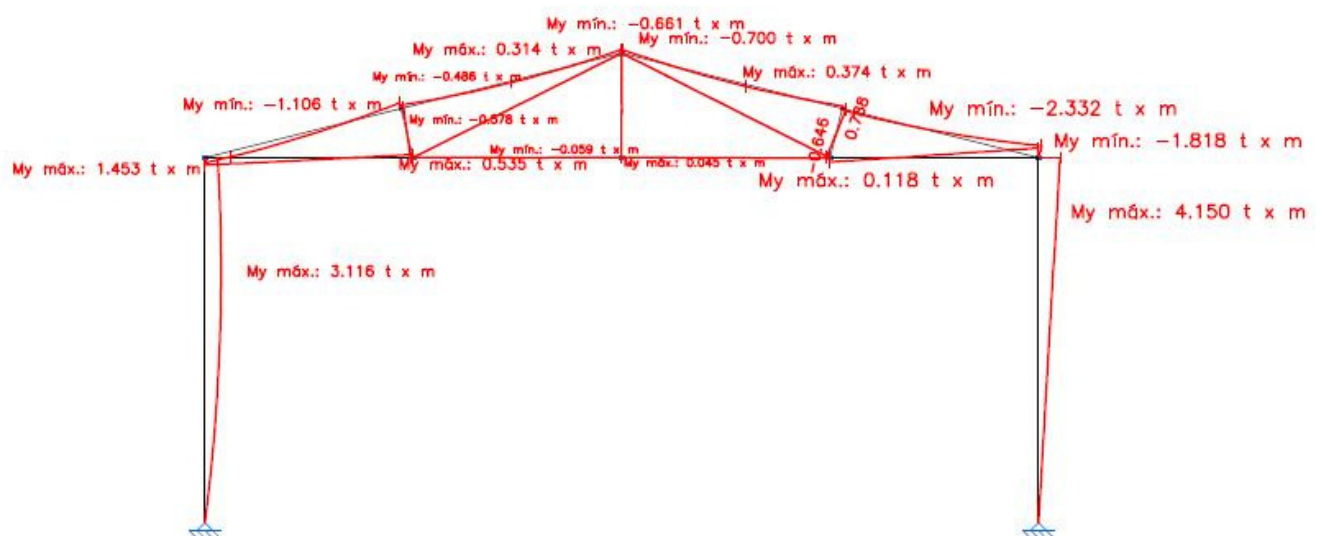
Ley de axiles:



Ley de cortantes:



Ley de momentos:



Una vez observados los resultados podemos eliminar de nuestra elección dos modelos, el pórtico a un agua y el pórtico plano, ya que los valores de momento que soporta la viga son demasiado elevados, en comparación a la cercha y el arco por lo que nos llevaría a buscar secciones mayores.

Pasamos entonces a comparar el arco con la cercha. En los resultados se aprecia que tanto la cercha como el arco la pieza de travesaño ( “viga” )soporta un momento relativamente bajo, pero los pilares del arco están sometidos a mayor esfuerzo.

En un primer tanteo parece que la cercha trabajaría mejor, pero teniendo en cuenta que al pórtico principal se le van a adherir cajas rígidas empotradas (vestuarios) a cada lado de este, el comportamiento de los pilares va a mejorar muchísimo, inclinando nuestra elección hacia el arco en detrimento de la cercha ya que esta ultima necesita más espacio para solucionar la cobertura. Por lo que se necesitaría una mayor altura de cubierta para poder llegar a la altura libre de 7 metros sobre la pista marcada en los requerimientos iniciales.

El segundo análisis que planteamos será la elección de un pórtico en arco biarticulado o biempotrado, cosa que parece bastante razonable observando las dos graficas de momentos ya que se aprecia claramente que el arco biempotrado va a llegar a secciones inferiores.

En conclusión al estudio comparativo realizado adoptamos el arco biempotrado como la solución más apta para el proyecto que estudiamos.

Por lo que vamos a realizar un estudio previo sobre características esenciales de dicha solución.

## EL ARCO

El arco que estudiamos es un arco biempotrado, cuyo diseño se rige en el rebajamiento, factor a tener en cuenta que consiste en la relación entre la flecha y la luz.

El rebajamiento del arco condicionara el diseño y los empujes que soportaran los apoyos por ello distintos autores recomiendan que nos movamos entre un intervalo de  $1/6 - 1/8$ . Dicho carácter no puede agrandarse mucho ya que proporcionaría empujes horizontales demasiado grandes a los estribos e incluso se llegaría a un fenómeno de flexión excesiva, incluso de pandeo de la pieza determinado por el acortamiento de la luz.

Son muchas las definiciones encontradas a lo largo de la historia ya desde la época romana Cayo Julio Cesar grabo en su obra (el puente de alcántara año 106 ) *ubi materia vincitur, (En el arco la materia se vence a si misma)*.

En el siglo XIX donde el arco ya perseguía los conceptos de la estática grafica y la antifunilaridad, Torroja afirma *siempre se reconocerá al arco como el mayor invento tensorial del arte clásico* (Torroja 1996). Según el:

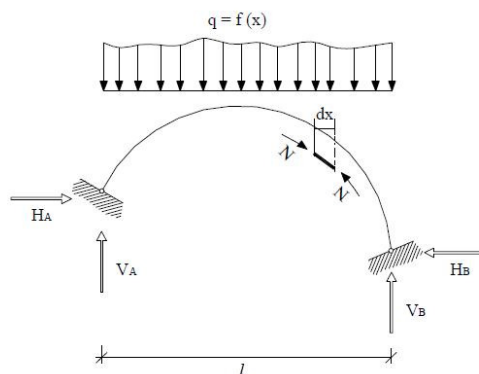
*“Si la columna es arquitectura pura, el arco es ingeniería, o mejor dicho , .- para alejar toda interpretación profesional l -, si la columna es arte, el arco es técnica; sin que esto quiera decir, ni que a la columna le falte técnica , ni que el arco sea incapaz de vivísima expresión estética”.*

Según otros, *El arco como antesala de la bóveda, tal vez sea la estructura mas brillante que pueda ser concedida (Regalado , 1999).*

El arco a lo largo de la historia ha impresionado por su forma curva y su capacidad resistente, capaz de cubrir grandes luces.

Pero no es la forma curva del arco su principal característica, sino que su mayor virtud son los esfuerzos horizontales de contrarresto, que se aprecian en los empujes horizontales generados en los apoyos, a pesar que las cargas sean verticales. Los empujes se deben a la imposibilidad de desplazamiento de los estribos, y no a la forma curva de la pieza, ya que los empujes bajo cargas verticales no aparecen si faltan los estribos que impidan la apertura del arco (Argüelles 1996)





En cuanto a la búsqueda de una directriz óptima, el arco tiene la difícil misión de ser configuración de esfuerzos, es decir, funicular de las fuerzas aplicadas.

Para cada actuación de cargas existe una forma idónea del arco, la llamada forma funicular, en la cual todo el arco trabaja a compresión simple huyendo de toda flexión. Esta forma se simula colgando las cargas a un cable e invirtiendo la forma. Pero son varios los autores que nos llevan a pensar que la misión de buscar la funicularidad no es tarea fácil. Según Fernández Casado (1955) la adecuación total se consigue en muy pocos casos, pues casi siempre lo impide el carácter variable de la sobrecarga.

El hecho de el gran nombre de cargas variables a la que esta sometido el arco hace que este pueda ser funicular para un sistema determinado de cargas pero no para los demás sistemas que está encargado a resistir, así Salvadori y Heller (1998) nos dicen que *en todo arco existe siempre una combinación de compresión y flexión*.

Otro autor influyente en el tema del arco trata en su obra de 1981 el tema de la imposible tarea de buscar el arco funicular ante la variedad de hipótesis: *además de las cargas permanentes las estructuras deben soportar otras cargas variables y/o móviles, por lo consiguiente, no se puede evitar la aparición de momentos flectores en cuanto se modifique la hipótesis de carga*.

Mörsch en 1906 propuso que la directriz de los arcos respondiera al funicular de los pesos permanentes. Hipótesis no del todo recomendada por el hecho que para el cálculo de dicho funicular debemos conocer de antemano dimensiones y pesos por lo que esta regla se basa en el tanteo.

Moseley y Mery llegaron a la conclusión de que *basta con que la línea de presiones se encuentre contenida entre las líneas que definen el espesor del arco, haciendo trabajar el material a  $1/10$  de su tensión de rotura.*

Para pesos propios del arcos solamente y con espesor constante el funicular es la catenaria, para cargas uniformemente repartida el funicular responde a una parábola de segundo grado.

En arcos de cubierta (nuestro estudio) la solicitud más importante para buscar el funicular que defina la directriz buscada son las acciones del viento. Acciones variables que causan una serie de presiones y succiones asemejándose a la distribución alimétrica. Factor agravado por la variedad o cambio de las acciones de viento que se producen cuando este sopla en distintas direcciones, lo que nos lleva a tener siempre importantes momentos flectores.

Si la distribución de las cargas producidas por el viento fuera perfectamente asimétrica, el funicular buscado sería el de los pesos permanentes, pues la línea de presiones se desviaría de igual forma a ambos lados, pero esto no es así ya que las succiones que sufre la cubierta son mucho más importantes que las presiones, por lo que conviene peraltar el arco en su zona central. (Fernández Casado, 1955)

Por ello después de todo lo visto podemos afirmar que la búsqueda de la directriz optima no se corresponde con la adecuación a un funicular perfecto, ya que las cargas predominantes sobre los arcos que nos son de estudio son cargas variables, por lo que la directriz responde más bien a aspectos como la estética.

Como ya hemos hablado anteriormente, la característica especial de los arcos es la aparición de empujes horizontales en los estribos. Estos empujes, son tangentes a la directriz en el caso de que el funicular de cargas responda a las cargas de peso permanentes, de ahí que según Torroja la resultante en el estribo será más tendida y por lo tanto mayor cuando el arco sea más rebajado. Siguiendo esta línea Regalado (1999) en su obra nos dice que el arco estará acotado entre la línea de presiones mas peraltado y la línea del arco mas rebajado.

Así el empuje es mayor cuando mayor sea la carga y su luz, mientras este disminuirá cuando la altura sea mayor.

Para hacernos una idea el valor aproximado de los empujes en los estribos es la carga total a la que está sometida el arco por el octavo del rebajamiento (Torroja, 1996).

Por tanto los empujes estudiados nos llevan a dimensionar una buena cimentación, así como crear grandes soportes donde arrancaran los arcos.

En este estudio previo conocemos la obra de Torroja el Hangar de los cuatro vientos, solución que me ha seducido por lo que vamos a analizarla con más determinación para adaptar la solución a nuestra obra, estéticamente hablando.

Torroja publica en su obra una mínima definición de dicha solución:

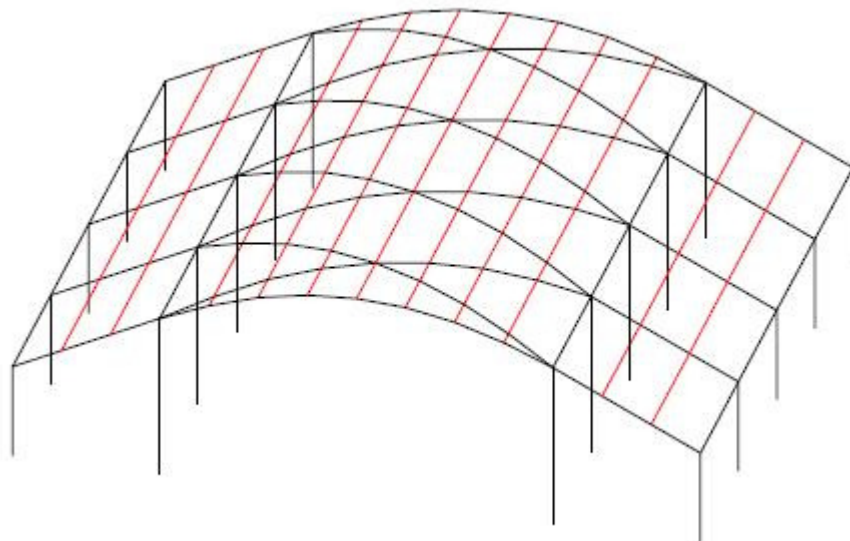
*“Las correas de la cubierta de este hangar apoyan sobre arcos metálicos de 35 metros de luz, que se cruzan entre sí formando una bóveda reticulada de gran rigidez, capaz de soportar el empuje de viento sobre los cerramientos verticales.*

*Los arcos descansan sobre ménsulas que arrancan de pórticos laterales. Sin embargo, el empuje horizontal de los arcos no es soportado por estos pórticos, sino que se transmite a los de los extremos, los cuales, triangulados para tener la rigidez necesaria, son capaces de soportar la suma del empuje horizontal de todos ellos. En consecuencia, cada una de las dos mitades de la estructura de cubierta trabaja como una especie de viga triangulada inclinada, apoyada contra su gemela, de gran rigidez a pesar de su ligereza.”*

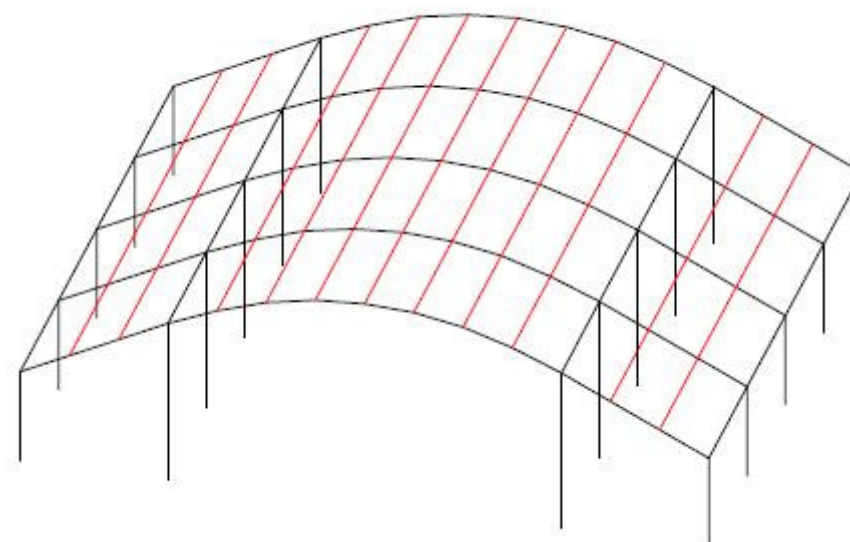
De esta forma procederemos al análisis de una estructura porticada con arcos cruzados en comparación a una estructura de pórticos en arco que se repiten cada  $x$  metros.

## COMPARATIVA ENTRE DISTINTAS ESTRUCTURAS DE CUBIERTA EN ARCO:

Opción 1 : cubierta con arcos cruzados (cubierta de lamas )



Opción 2 : cubierta mediante repetición de pórticos en arco.



Mediante un pre dimensionado previo de los perfiles de acero que necesitamos para resolver dichas estructuras metálicas, podemos comprobar que la primera opción, la de arcos cruzados es más eficiente ya que trabaja mejor delante de esfuerzos perpendiculares al arco, por lo que se necesitan perfiles de series más bajas que los de la opción 2.

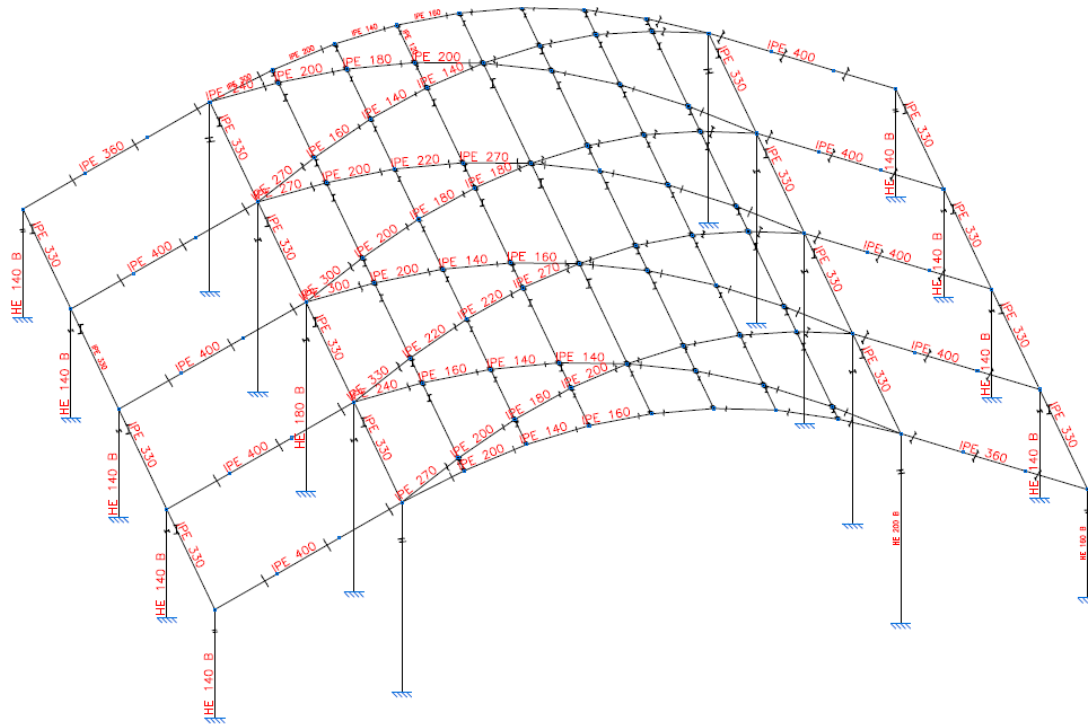
Para el dimensionado hemos cargado las dos estructuras con las mismas hipótesis, es decir idénticos valores de cargas de viento, nieve, uso y peso propio. Solo sometemos a las estructuras a dichas cargas, sin tener en cuenta el pandeo de las barras o la limitación de flecha de estas, conceptos que nos adentraremos más adelante ya que de momento solo buscamos conocer de forma general cual de las dos estructuras trabaja mejor.

La opción 1 es una estructura más rígida, rigidez que le aportan estos arcos cruzados para una de las cargas más importantes como será la del viento.

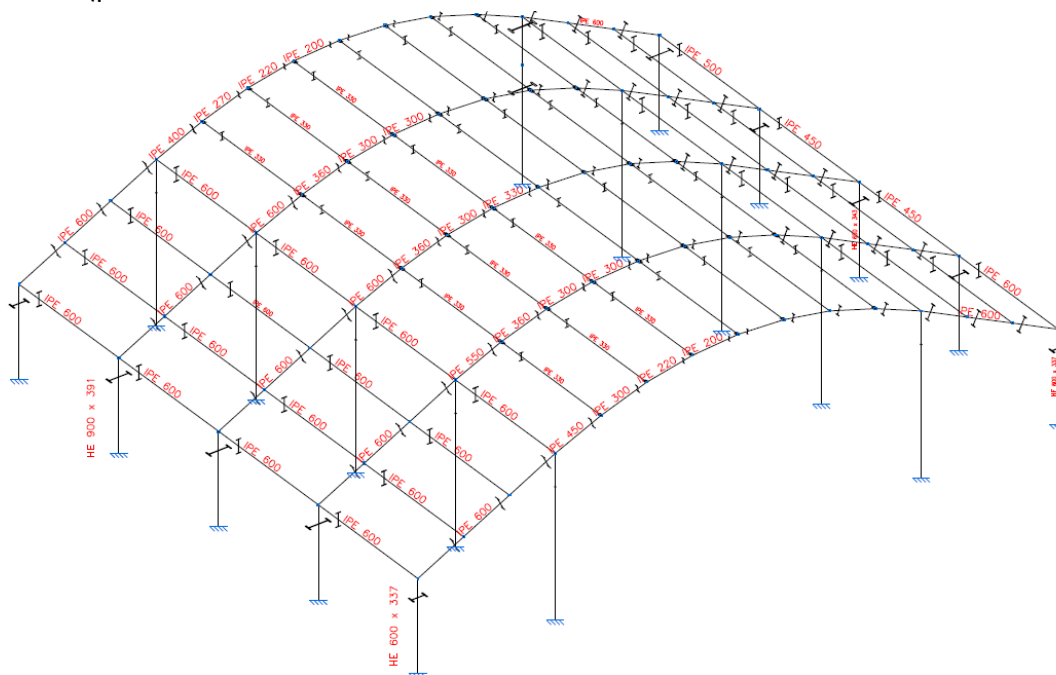
Para la elección de la estructura elegiremos los kg de acero como requisito principal de selección. Así nos decantaremos por la estructura que utilice secciones más pequeñas en sus arcos.

Podemos observar la diferencia en el dimensionado de un arco tipo de cada estructura:

Opción 1 (arco cruzado):



Opción 2 (pórtico de arcos):



):

Se observa como en una mitad del arco de la opción 1 (arcos cruzados) la sección del perfil siempre es menor que la de la opción 2, mientras que la otra mitad el valor es prácticamente el mismo.

Observando en general toda la estructura porticada se demuestra que la opción 1 trabaja con secciones inferiores a la de la opción 2, por lo que aceptaremos la opción una como la más optima de las para nuestro proyecto.

Tanto los arcos como los pilares que los sostienen se mueven siempre en secciones inferiores.



### 3. ANÁLISIS Y DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

#### 3.1 DETERMINACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

Nuestra estructura por la zona en que se encuentra y por la forma a la que a priori esta responde, va a soportar una serie de cargas permanentes así como una importante carga variable que condicionara mucho el dimensionado como es la acción del viento.

Por tanto en este apartado vamos a fijar las cargas que afectan a la estructura, que son:

- Peso propio
- Sobrecarga de uso
- Nieve
- Hipótesis de viento en todas las direcciones

#### CARGAS DE NIEVE:

Valencia → zona 5  $N = 0,215 \text{ Kn} / \text{m}^2$

Además según el código técnico tenemos que tener en cuenta dos hipótesis mas según la dirección en que sople el viento.

1) Si viento =  $0^\circ$   $N = 0,107 \text{ kn} / \text{m}^2$

2) Si viento =  $180^\circ$   $N = 0,107 \text{ kn} / \text{m}^2$

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

### CALCULO ACCION DEL VIENTO:

Para calcular la acción del viento nos hemos basado en el código técnico. En el observamos que debemos plantear cuatro hipótesis de viento según la dirección en que este sople:

- 1) viento a 0º
- 2) viento a 90º
- 3) viento a 180º
- 4) viento a 270º

Según el punto 3.3.2 la acción del viento es igual :

$$Q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

Donde:

$Q_b$  = acción dinámica del viento, adoptaremos 0,42 kn/m<sup>2</sup>

$C_e$  = coeficiente de exposición, lo obtendremos de la tabla 3.3.3

$C_p$  = coeficiente de presión que se obtendrá de los diferentes anejos.

Ademas el  $c_e$  se desglosa en  $c_{e\ ext}$  y  $c_{e\ int}$  y el  $c_p$  en  $c_{p\ ext}$  y  $c_{p\ int}$

Asi por lo tanto serán 4 los coeficientes a calcular:

- $C_{e\ ext}$
- $C_{e\ int}$
- $C_{p\ ex}$
- $C_{p\ int}$

## CALCULO DEL Ce ext

Según tabla 3.4

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición  $c_e$

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Ce ext fachadas principal,posterior= 1,7 (9m)

Ce ext fachadas laterales = 1,33 (4m)

## CALCULO CE int

Depende la superficie de huecos de cada fachada por lo tanto:

A huecos principal=9,78 m<sup>2</sup>

A huecos posterior=11,67 m<sup>2</sup>

A huecos laterales=13,58 m<sup>2</sup>

El ce int será el de la altura media de los huecos ponderada, por lo tanto :

$H_m = (H_{media\ Hueco1} + H_{media\ Hueco2} + H_{media\ Hueco3} + H_{media\ Hueco\ n-1}) / A_{total\ huecos}$

Hm principal= 2,4 m

Hm posterior= 2,4 m

Hm laterales= 2,4 m

Basándonos en la tabla 3.3.3 y observando que la altura mínima es de 3 m cogeremos esta como más desfavorable, por lo tanto :

$C_{e\ int} = 1,3$

### CALCULO $C_{p\ int}$

Obtendremos dos hipótesis basándonos en los casos mas extremos:

- Máxima presión, todos los huecos cerrados.
- Máxima succión, todos los huecos abiertos.

Mirando la tabla 3.6

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior											
Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\leq 1$	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
$\geq 4$	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

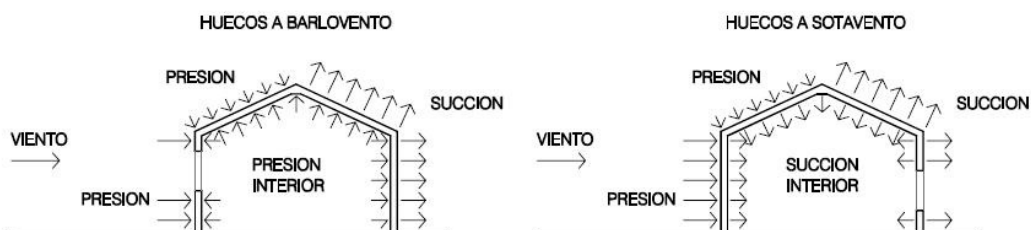


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

$C_{p\ int\ máxima\ succión} = -0,5$

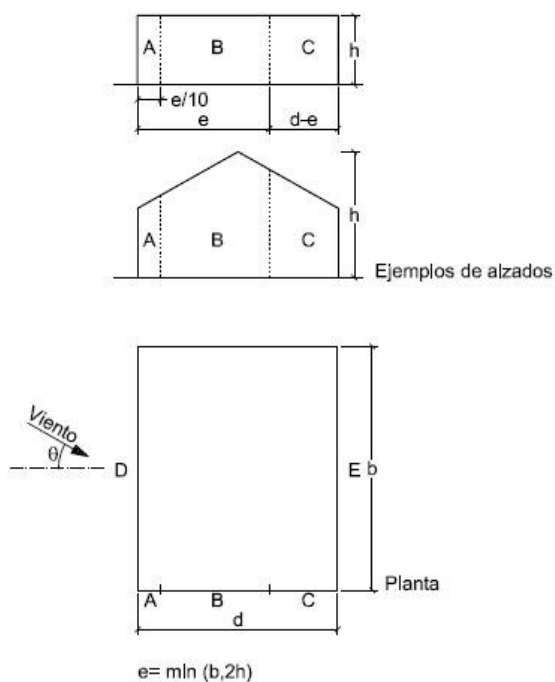
$C_{p\ int\ máxima\ presión} = 0,7$

Ya solo nos faltaría calcular los  $C_{p\ ext}$  para calcular las acciones de los vientos, para ello debemos ir a los diferentes anejos.

## CALCULO FACHADAS TABLA D.3

### CALCULO DEL VIENTO A 0º

**Tabla D.3 Paramentos verticales**



A (m <sup>2</sup> )	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
$\geq 10$	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
$\leq 1$	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

$$Q_e = 0,42 \times [(C_{e \text{ ext}} \times C_{p \text{ ext}}) + (C_{e \text{ int}} \times C_{p \text{ int}})]$$

TABLA D.3

$$C_p D = 0,8$$

$$C_p E = -0,5$$

$$C_p A = -1,2$$

$$C_p B = -0,8$$

$$C_p C = -0,5$$

Para la fachada ABC ponderamos para un solo valor :

$$C_{pe \text{ ABC}} = -1,2 \times 1,8 + (-0,8 \times 16,2) + (-0,5 \times 10) / 28 = -0,72$$

#### **ZONA D**

1) máxima presión

$$Q_e = 0,829 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = 0,1739 \text{ kn/m}^2$$

#### **ZONA E**

1) máxima presión

$$Q_e = 0,103 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,55 \text{ kn/m}^2$$

#### **ZONA ABC**

1) máxima presión

$$Q_e = -0,132 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,787 \text{ kn/m}^2$$

### CALCULO VIENTO 90 °

$$Q_e = 0,42 \times [(C_{e \text{ ext}} \times C_{p \text{ ext}}) + (C_{e \text{ int}} \times C_{p \text{ int}})]$$

$$C_p D = 0,8$$

$$C_p E = -0,5$$

$$C_p A = -1,2$$

$$C_p B = -0,8$$

$$C_p C = -0,5$$

Para la fachada ABC ponderamos para un solo valor :

$$C_{pe \text{ ABC}} = -1,2 \times 1,4 + (-0,8 \times 12,6) + (-0,5 \times 10) / 24 = -0,698$$

### ZONA D

1) máxima presión

$$Q_e = 0,953 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = 0,298 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA E

1) máxima presión

$$Q_e = 0,025 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,63 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA ABC

1) máxima presión

$$Q_e = -0,084 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,663 \text{ kn/m}^2$$





### **ZONA D**

1)máxima presión

$$Q_e = 0,829 \text{ kn/m}^2$$

2)máxima succión

$$Q_e = 0,1739 \text{ kn/m}^2$$

### **ZONA E**

1)máxima presión

$$Q_e = 0,103 \text{ kn/m}^2$$

2)máxima succión

$$Q_e = -0,55 \text{ kn/m}^2$$

### **ZONA ABC**

1)máxima presión

$$Q_e = -0,132 \text{ kn/m}^2$$

2)máxima succión

$$Q_e = -0,787 \text{ kn/m}^2$$

## CALCULO VIENTO A 270 °

### ZONA D

1)máxima presion

$$Q_e = 0,953 \text{ kn/m}^2$$

2)máxima succion

$$Q_e = 0,298 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA E

1)máxima presion

$$Q_e = 0,025 \text{ kn/m}^2$$

2)máxima succion

$$Q_e = -0,63 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA ABC

1)máxima presion

$$Q_e = -0,084 \text{ kn/m}^2$$

2)máxima succion

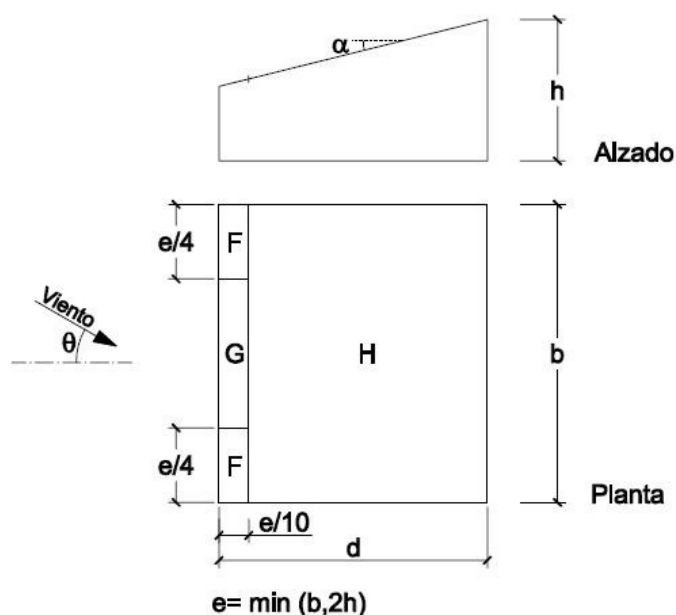
$$Q_e = -0,663 \text{ kn/m}^2$$

## CALCULO CUBIERTA A UN AGUA TABLA D.5

### CALCULO VIENTO A 0º

Tabla D.5 Cubiertas a un agua.

a) Dirección del viento  $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$		
		F	G	H
5°	$\geq 10$	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	$\leq 1$	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	$\geq 10$	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2
	$\leq 1$	-2,0 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2
30°	$\geq 10$	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4
	$\leq 1$	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4
45°	$\geq 10$	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
	$\leq 1$	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
60°	$\geq 10$	0,7 0,7	0,7 0,7	0,7 0,7
	$\leq 1$	0,7 0,7	0,7 0,7	0,7 0,7
75°	$\geq 10$	0,8 0,8	0,8 0,8	0,8 0,8
	$\leq 1$	0,8 0,8	0,8 0,8	0,8 0,8

Pendiente 27º



A> 10 m<sup>2</sup> por lo tanto:

$$C_{pF} = -0,5 / 0,7$$

$$C_{pG} = -0,5 / 0,7$$

$$C_{pH} = -0,2 / 0,4$$

### **ZONA F**

1) máxima presión

$$Q_e = 0,441 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,315 \text{ kn/m}^2$$

### **ZONA G**

1) máxima presión

$$Q_e = 0,441 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,315 \text{ kn/m}^2$$

### **ZONA H**

1) máxima presión

$$Q_e = 0,252 \text{ kn/m}^2$$

2) máxima succión

$$Q_e = -0,126 \text{ Kn/m}^2$$

### **CALCULO DEL VIENTO A 180 °**



Pendiente 27º

A> 10 m<sup>2</sup> por lo tanto:

C<sub>pF</sub>=-1,1

C<sub>pG</sub> =-0,8

C<sub>pH</sub>=-0,8

### **ZONA F**

2)máxima succion

Q<sub>e</sub>= -0,693 kn/m<sup>2</sup>

### **ZONA G**

2)máxima succion

Q<sub>e</sub>= -0,504 kn/m<sup>2</sup>

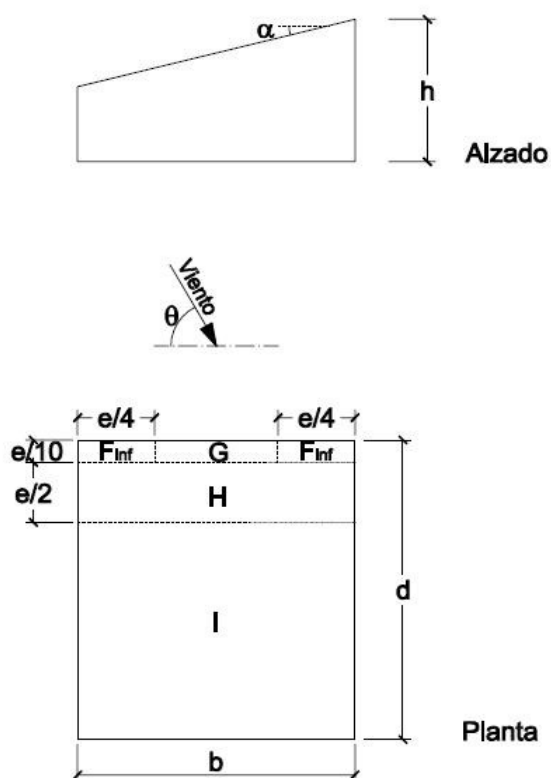
### **ZONA H**

2)máxima succion

Q<sub>e</sub>= -0,504Kn/m<sup>2</sup>

## CALCULO DEL VIENTO A 90 °

c) Dirección del viento  $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura), $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$				
		F <sub>inf</sub>	F <sub>sup</sub>	G	H	I
5°	≥ 10	-2,1	-2,1	-1,8	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,4	-2,6	-2,0	-1,2	-0,5
15°	≥ 10	-1,6	-2,4	-1,9	-0,8	-0,7
	≤ 1	-2,4	2,9	-2,5	-1,2	-1,2
30°	≥ 10	-1,3	-2,1	-1,5	-1,0	-0,8
	≤ 1	-2,0	-2,9	-2,0	-1,3	-1,2
45°	≥ 10	-1,3	-1,5	-1,4	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,4	-2,0	-1,3	-1,2
60°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,7
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
75°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-0,5



$$Cp_{Fsup} = -2,1$$

$$Cp_{Finf} = -1,3$$

$$Cp_G = -1,5$$

$$Cp_H = -1$$

$$Cp_I = -0,8$$

#### **ZONA Fsup**

2) máxima succión

$$Q_e = -1,323 \text{ kn/m}^2$$

#### **ZONA Finf**

2) máxima succión

$$Q_e = -0,726 \text{ kn/m}^2$$

#### **ZONA G**

2) máxima succión

$$Q_e = -0,945 \text{ kn/m}^2$$

#### **ZONA H**

2) máxima succión

$$Q_e = -0,63 \text{ Kn/m}^2$$

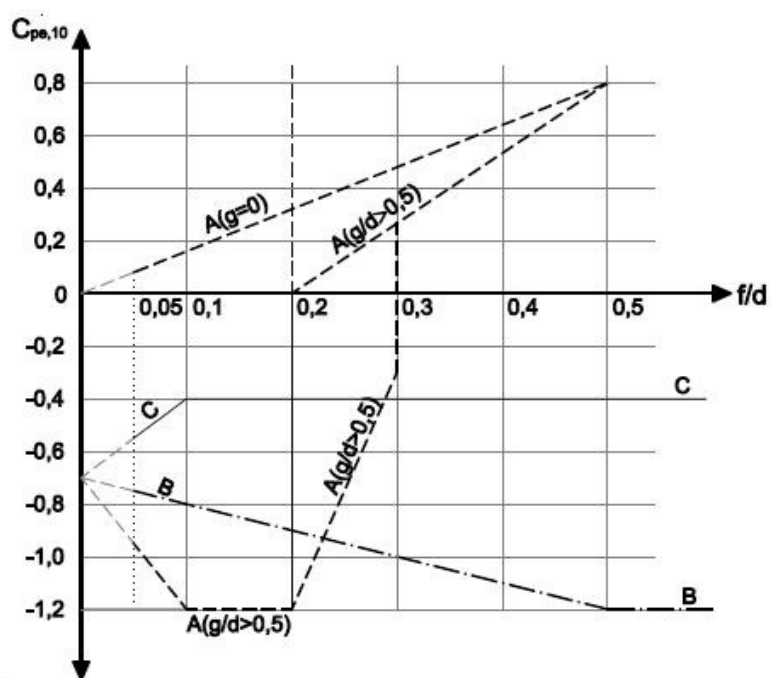
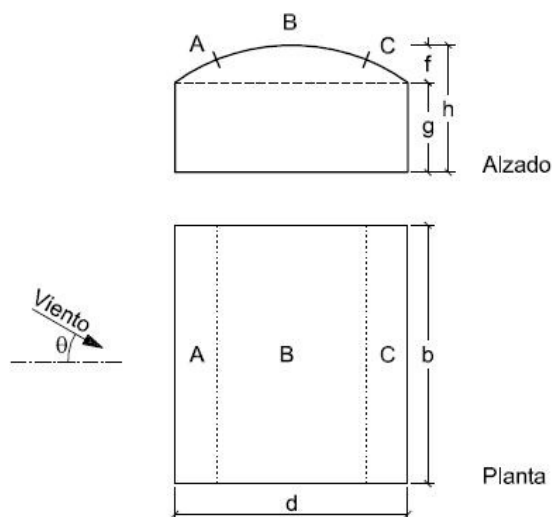
#### **ZONA I**

2) máxima succión

$$Q_e = -0,504 \text{ Kn/m}^2$$

## CALCULO CUBIERTA EN ARCO TABLA D.12

**Tabla D.12 Cubiertas cilíndricas**





$$g=7 \qquad f/d=0,125$$

$$h=9 \qquad g/d=0,43$$

$$f=2$$

$$b=24 \qquad d=16$$

### CALCULO VIENTO A 0º

$$C_{pA}=-0,23$$

$$C_{pB}=-0,82$$

$$C_{pC}=-0,4$$

### ZONA A

2)máxima succion

$$Q_e = -0.10 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA B

2)máxima succion

$$Q_e = -0,5166 \text{ Kn/m}^2$$

### ZONA C

2)máxima succion

$$Q_e = -0,252 \text{ Kn/m}^2$$

### CALCULO VIENTO A 180º

$$C_pA = -0,23$$

$$C_pB = -0,82$$

$$C_pC = -0,4$$

### ZONA A

2) máxima succión

$$Q_e = -0,10 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA B

2) máxima succión

$$Q_e = -0,5166 \text{ Kn/m}^2$$

### ZONA C

2) máxima succión

$$Q_e = -0,252 \text{ Kn/m}^2$$

### CALCULO VIENTO A 90º

$$C_pA = -0,14$$

$$C_pB = -0,8$$

$$C_pC = -0,4$$

### ZONA A

2) máxima succión

$$Q_e = -0,06 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA B

2) máxima succión

$$Q_e = -0,47 \text{ Kn/m}^2$$

### ZONA C

2) máxima succión

$$Q_e = -0,252 \text{ Kn/m}^2$$



### CALCULO VIENTO A 270º

$$C_pA = -0,14$$

$$C_pB = -0,8$$

$$C_pC = -0,4$$

### ZONA A

2) máxima succión

$$Q_e = -0,06 \text{ kn/m}^2$$

### ZONA B

2) máxima succión

$$Q_e = -0,47 \text{ Kn/m}^2$$

### ZONA C

2) máxima succión

$$Q_e = -0,252 \text{ Kn/m}^2$$

## SOBRECARGA DE USO.

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Para determinarla nos basaremos en la siguiente tabla del CTE:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Así sobre la estructura actuara una sobrecarga de uso de 0,4 kn/m2

## PESO PROPIO

Según el CTE el peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

A la hora de introducir los datos simplificaremos con el peso aproximado de la cubierta, por lo que adaptamos un peso de 0,5 kn/m2, peso de las correas mas el del cerramiento formado por una chapa de zinc, aislamiento y otra chapa de zinc.

### 3.2 BASES DE CÁLCULO

Para el dimensionado de la estructura metálica que estudiamos en nuestro proyecto nos hemos apoyado en una herramienta informática como el CYPE 2011, más concretamente hemos realizado los cálculos pertinentes usando el NUEVO METAL 3D.

Por ello he visto conveniente hacer un mínimo resumen de la memoria del NUEVO METAL 3D para conocer las directrices en que se basa el programa para calcular.

El programa considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. Las barras definidas son elementos lineales.

Para cada estado se generan todas las combinaciones, indicando su nombre y coeficientes, según el material, uso y norma de aplicación.

A partir de la geometría y cargas que se introduzcan, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples. Se obtendrá la

matriz de desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales.

Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.

Nuevo Metal 3D considera las acciones características para cada una de las hipótesis simples definibles:

- Peso Propio
- Sobrecarga
- Viento
- Nieve



Para cada combinación empleada se obtienen los esfuerzos mayorados o ponderados, que, en general, serán:

- Axiles (en la dirección del eje x local)
- Cortantes (en la dirección de los ejes y y z locales)
- Momentos (en la dirección de los ejes y y z locales)
- Torsor (en la dirección del eje x local)

Estos esfuerzos se obtienen por hipótesis simples o por combinaciones de todos los estados considerados.

Todo ello servirá para el estudio y comprobación de deformaciones y tensiones de las piezas.

Para el dimensionado final de los perfiles se tendrá que tener en cuenta el concepto de flecha.

Se entiende por 'flecha' la distancia máxima entre la recta de unión de los nudos extremos de una barra, y la deformada de la barra, sin tener en cuenta que los nudos extremos de la barra pueden haberse desplazado. Esta distancia se mide perpendicularmente a la barra.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, el programa comprueba y dimensiona las barras de la estructura según criterios límite:

- Tensión o coeficiente de aprovechamiento
- Esbeltez
- Flecha
- Otras comprobaciones

La cimentación de nuestro proyecto estará resuelto mediante zapatas de canto constante, concretamente serán zapatas rígidas con una clasificación en planta como cuadradas.

Las cargas transmitidas por los soportes, se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axil

Mx: momento x

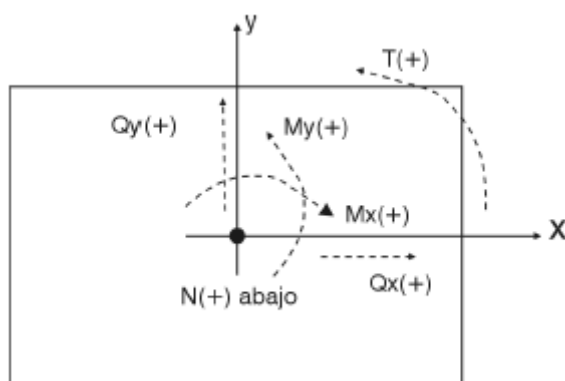
My: momento y

Qx: cortante x

Qy: cortante y

T: torsor

Véase en la siguiente figura los distintos esfuerzos:



Las hipótesis consideradas pueden ser: Peso propio, Sobrecarga, Viento, Nieve y Sismo. Aunque por razones de entorno en nuestro proyecto no consideraremos la hipótesis de sismo.

Los estados a comprobar son:

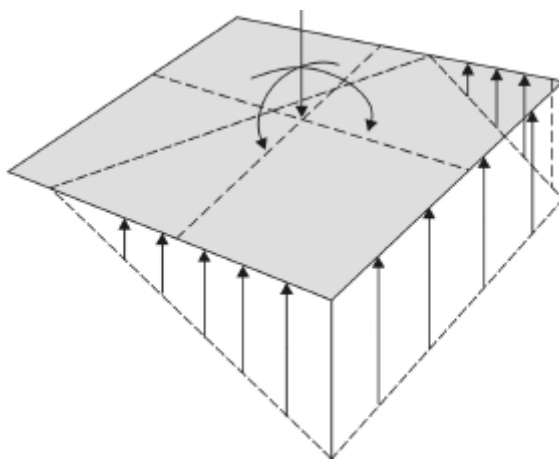
- Tensiones sobre el terreno
- Equilibrio
- Hormigón (flexión y cortante)

La comprobación consiste en verificar los aspectos normativos de la geometría y armado de una zapata.

## Tensiones sobre el terreno

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrá en función de los esfuerzos unas leyes de tensiones sobre el terreno de forma trapecial. No se admiten tracciones, por lo que, cuando la resultante se salga del núcleo central, aparecerán zonas sin tensión.

La resultante debe quedar dentro de la zapata, pues si no es así no habría equilibrio. Se considera el peso propio de la zapata.



Se comprueba que:

- La tensión media no supere la del terreno.
- La tensión máxima en borde no supere en un % la media

según el tipo de combinación:

- gravitatoria: 25 %
- con viento: 33 %
- con sismo: 50 %

## Estados de equilibrio

Aplicando las combinaciones de estados límite correspondientes, se comprueba que la resultante queda dentro de la zapata.

El exceso respecto al coeficiente de seguridad se expresa mediante el concepto '% de reserva de seguridad':

$$\left( \frac{0.5 \cdot \text{ancho de zapata}}{\text{excentricidad resultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Si es cero, el equilibrio es el estricto, y si es grande indica que se encuentra muy del lado de la seguridad respecto al equilibrio.

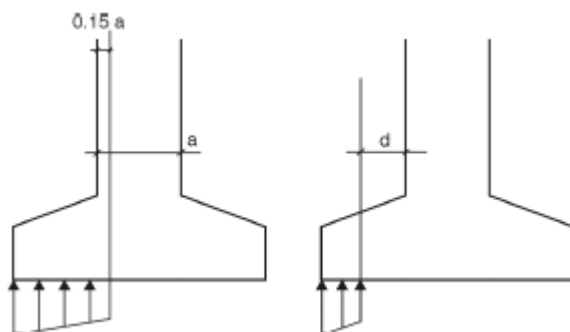
## Estados de hormigón

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales.

## Momentos flectores

En el caso de pilar único(nuestro caso), se comprueba con la sección de referencia situada a 0.15 la dimensión el pilar hacia su interior.

Se efectúa en ambas direcciones x e y, con pilares metálicos y placa de anclaje, en el punto medio entre borde de placa y perfil.



### **Anclaje de las armaduras**

Se comprueba el anclaje en sus extremos de las armaduras, colocando las patillas correspondientes en su caso, y según su posición.

### **Cantos mínimos**

Se comprueba el canto mínimo que especifica la norma.

### **Separación de armaduras**

Se comprueba las separaciones mínimas entre armaduras de la norma, que en caso de dimensionamiento se toma un mínimo práctico de 10 cm.

### **Cuantías mínimas y máximas**

Se comprueba el cumplimiento de las cuantías mínimas, mecánicas y geométricas que especifique la norma.

### **Diámetros mínimos**

Se comprueba que el diámetro sea el correspondiente al mínimo establecido en la norma.

### **Dimensionamiento**

El dimensionamiento a flexión obliga a disponer cantos para que no sea necesaria armadura de compresión.

El dimensionamiento a cortante, lo mismo, para no tener que colocar refuerzo transversal.

### Comprobación a compresión oblicua

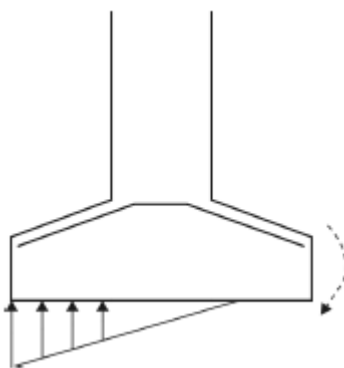
Se realiza en el borde de apoyo, no permitiendo superar la tensión en el hormigón por rotura a compresión oblicua.

Dependiendo del tipo de soporte, se pondera el axil del soporte por:

- Soportes interiores: 1.15
- Soportes medianeros: 1.4
- Soporte esquina: 1.5

Para tener en cuenta el efecto de la excentricidad de las cargas.

Cuando la ley de tensiones no ocupe toda la zapata, pueden aparecer tracciones en la cara superior por el peso de la zapata en voladizo, colocándose una armadura superior si fuese necesario.



## **Placas de anclaje**

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida por el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernouilli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas.

Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica (lo que siempre garantiza el programa) y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).

Para el calculo y dimensionado de las placas base el programa hace una serie de comprobaciones:

### **Comprobación sobre el hormigón.**

Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no supera la tensión admisible del hormigón.

El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia

el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

### **Comprobaciones sobre los pernos.**

Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axil y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente.

El programa considera que en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de

que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos.

El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

### **Tensión sobre el vástago.**

Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del Perno.

### **Comprobación del hormigón circundante.**

A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:

- Deslizamiento por pérdida de adherencia.
- Arrancamiento por el cono de rotura.
- Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45 ° con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área

efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

### **Aplastamiento de la placa.**

El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

### **Vigas centradoras**

Aunque en un principio no son alcance de nuestro estudio se cree conveniente matizar una serie de conceptos que tiene el programa sobre estas.

Las vigas centradoras se utilizan para el centrado de zapatas y encepados. Existen dos tipos:

- momentos negativos:  $A_s > A_i$
- momentos positivos: armado simétrico

Existen unas tablas de armado para cada tipo, definibles y modificables.



Los esfuerzos sobre las vigas centradoras son:

Momentos y cortantes necesarios para su efecto de centrado.

El programa tiene en cuenta una serie de circunstancias que se deberían comentar:

- La viga centradora no admite cargas sobre ella, ni se considera su peso propio. Se supone que las transmiten al terreno sin sufrir esfuerzos.
- Cuando a una zapata o encepado llegan varias vigas centradoras, el esfuerzo que recibe cada una de ellas es proporcional a su rigidez.
- Pueden recibir esfuerzos sólo por un extremo o por ambos.
- Soportan los esfuerzos axiles de la misma manera que la viga de atado, al igual que la sobrecarga de compactación.

Se realizan las siguientes comprobaciones:

- ancho mínimo de vigas ( $\geq 1/20$  luz)
- canto mínimo de vigas ( $\geq 1/12$  luz) diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima de la armadura longitudinal
- separación máxima de cercos
- cuantía geométrica mínima de tracción
- cuantía mecánica mínima (se acepta reducción)
- cuantía máxima de armadura longitudinal
- comprobación a fisuración (0.3 mm)
- longitud anclaje armadura superior
- longitud anclaje armadura de piel
- longitud anclaje armadura inferior
- comprobación a flexión compuesta (no tener armadura de compresión)
- comprobación a cortante (hormigón + estribos resisten el cortante)

## Vigas de atado

Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas, absorbiendo los esfuerzos horizontales por la acción del sismo.

A partir del axil máximo, se multiplica por la aceleración sísmica de cálculo 'a' (no menor que 0.05), y estos esfuerzos se consideran de tracción y compresión ( $a \cdot N$ ).

De forma opcional se dimensionan a flexión para una carga uniforme  $p$  (1 T/ml ó 10 kN/ml) producida por la compactación de las tierras y solera superior.

Se dimensionan para un momento  $pl^2/12$  positivo y negativo y un cortante  $pl/2$ , siendo  $l$  la luz de la viga.

Para el dimensionado se utilizan las combinaciones llamadas de Vigas centradoras como elemento de hormigón armado.

Se hacen las siguientes comprobaciones:

- ancho mínimo de vigas ( $1/20$  luz)
- canto mínimo de vigas ( $1/12$  luz) diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación máxima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima entre cercos
- cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción (si se ha activado la carga de compactación)
- cuantía geométrica mínima de la armadura de compresión (si se ha activado la carga de compactación)
- cuantía mínima de estribos
- armadura mecánica mínima
- fisuración (0.3 mm, no considerando el sismo)
- longitud de anclaje armadura superior

- longitud de anclaje armadura piel
- longitud de anclaje armadura inferior
- comprobación a cortante (sólo con carga de compactación)
- comprobación a flexión compuesta (sólo con carga de compactación)
- comprobación a axil

### Cálculo de la longitud de pandeo

Para determinar la longitud de pandeo, es preciso determinar el **coeficiente**  $b$ , para obtener:

$$L_k = b \cdot L$$

siendo,

$L_k$ : Longitud de pandeo

$L$ : Longitud de la barra entre nudos

La longitud de pandeo expresa la distancia entre dos puntos de inflexión consecutivos de la barra, cuando se deforma al pandear. Recuerde que una barra se define entre dos nudos, por lo que el  $b$  es el de la barra.

Por tanto, puede ser mayor o menor que la longitud o distancia entre nudos, dependiendo de las condiciones de vinculación en los extremos.

Estos coeficientes se deben definir respecto a los ejes locales de cada barra en los posibles planos de pandeo en dos direcciones ortogonales:  $xz$ ,  $xy$ .

Hay dos maneras de hacerlo:

- Asignación manual (en nuestro proyecto todo el arco)
- Cálculo aproximado (método empleado en el presente proyecto para los pórticos de las cajas adheridas)

La asignación manual permite introducir el valor del coeficiente  $b$  que estime conveniente.

Como hemos indicado el pandeo del arco se asignara manualmente, al calcular la longitud de pandeo. El arco es un elemento que trabaja a generalmente a compresión, apareciendo el pandeo en el plano del arco, mientras que el que esta fuera de el dependerá de el arriostramiento de la figura.

Por ello para el cálculo del pandeo del arco, asignaremos manualmente las especificaciones como son la  $\beta$  para el pandeo en el plano fuera del arco, una  $\beta=1$ ;

Y la longitud de pandeo en el plano del arco siguiendo las siguiente expresión (sacada del libro de Argüelles *estructuras de acero*) para conocer dicha longitud de pandeo de cada barra:

$$I_k = \beta \{s/2\} \quad (C.20)$$

$s$  longitud total del arco, figura C.7.

$\beta$  coeficiente que depende del tipo de arco y de la relación  $f/l$ . Sus valores se dan a continuación en la tabla C.7.

$f/l$	0,05	0,20	0,30	0,4	0,50
<i>trarticulado</i>	1,2	1,16	1,13	1,19	1,25
<i>biarticulado</i>	1	1,06	1,13	1,19	1,25
<i>biempotrado</i>	0,7	0,72	0,74	0,75	0,76

Tabla C.7. Coeficientes  $\beta$ , de pandeo en su plano de arcos de sección constante.

De esta forma la longitud de pandeo en cada barra que dividimos el arco será igual a la mitad de la longitud real del arco por la  $\beta$ . Teniendo en cuenta que adoptamos una  $\beta$  de 0,8 por interpolación lineal la longitud de pandeo = 6,64 para todos los arcos.

El cálculo aproximado está basado en fórmulas comúnmente aceptadas cuya validez está limitada a estructuras sensiblemente ortogonales, diferenciándose en su comportamiento por su desplazabilidad.

Diferenciando entre estructuras intraslacionales (nuestro caso) los nudos no se desplazan o estructuras traslacionales en que se permite el movimiento en los nudos.

Las fórmulas aplicables son:

- Estructuras intraslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4 (K_A + K_B) + 1.1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5.5 K_A K_B}}$$

siendo,

$$K_A = \frac{\sum \left( \frac{I_v}{L_v} \right)_A}{\sum \left( \frac{I_v}{L_v} \right)_A + \sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)_A}$$

$$K_B = \frac{\sum \left( \frac{I_v}{L_v} \right)_B}{\sum \left( \frac{I_v}{L_v} \right)_B + \sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)_B}$$

$I_v$ : Inercia de las vigas que concurren al nudo

$L_v$ : Longitud de las vigas que concurren al nudo

$I_c$ : Inercia de las columnas que concurren al nudo

$L_c$ : Longitud de las columnas que concurren al nudo

- Estructuras traslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{9.6 + 4 (R'_A + R'_B) + 1.25 R'_A R'_B}{R'_A + R'_B + 1.25 R'_A R'_B}}$$

siendo,

$$R'_A = 6 \frac{K_A}{1 - K_A} \quad R'_B = 6 \frac{K_B}{1 - K_B}$$

## Dimensionamiento de tirantes

Para un mejor comportamiento de la estructura y un ahorro en la sección de esta se han empleado una serie de tirantes por la necesidad de arriostrar ciertas partes de la estructura estudio. Por ello se cree conveniente ver como trata el programa el concepto de tirante.

El método tiene las siguientes limitaciones, cuyo cumplimiento comprueba el programa:

1. El elemento tirante forma parte de una rigidización en forma de cruz de San Andrés enmarcada en sus cuatro bordes, o en tres si la rigidización llega a dos vínculos exteriores. Además, cada recuadro rigidizado debe formar un rectángulo (los cuatro ángulos interiores rectos).
2. La rigidez axil de los tirantes ( $AE/L$ ) es menor que el 20% de la rigidez axil de los elementos que enmarcan dicha cruz de San Andrés.
3. Cada diagonal de un mismo recuadro rigidizado debe tener la misma sección transversal, es decir, el mismo perfil.

### **Aplicación del método**

El método de cálculo es lineal y elástico con formulación matricial. Cada tirante se introduce en la matriz de rigidez con sólo el término de rigidez axil ( $AE/L$ ), donde la misma es igual a la mitad de la rigidez axil real del tirante. De esta manera, se logran desplazamientos en el plano de la rigidización, similares a los que se obtendrían si la diagonal comprimida se hubiese suprimido del análisis matricial considerando el área real de la sección del tirante traccionado.

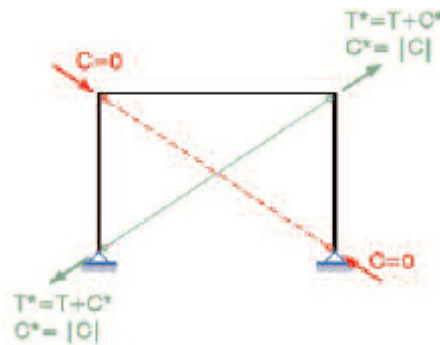
Para cada combinación de hipótesis, se obtienen los esfuerzos finales en cada tirante, y en aquellos en los que el axil resulte de compresión se procede de la siguiente manera:

- A. Se anula el axil del tirante comprimido.
- B. Dicho axil se suma al axil del otro tirante que forma parte del recuadro rigidizado.
- C. Con la nueva configuración de axiles en los tensores, se procede a restituir el equilibrio de nudos.

### A. Anulación del esfuerzo en el tirante comprimido.

### Asignación del valor de la compresión al tirante traccionado.

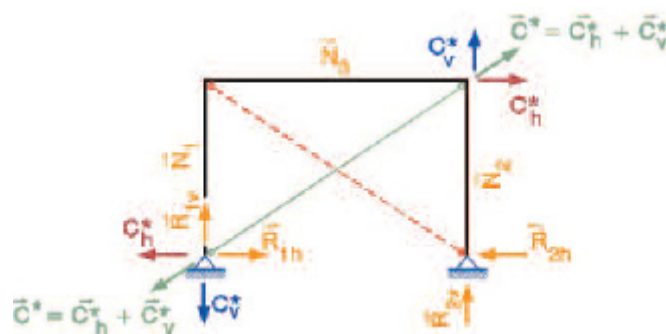
Se elimina el axil en el tirante comprimido ( $C=0$ ) y se le suma al tirante traccionado ( $T^*=T+|C|$ ).



### B. Distribución (por descomposición de fuerzas) del incremento de axil en el tirante traccionado ( $C^*$ )

El incremento de axil ( $C^*$ ) en el tirante se descompone en la dirección de las barras (o reacciones de vínculo) que acometen a los nudos. N1, N2, N3, R1h, R1v, R2h, R2v;: esfuerzos y reacciones en los elementos que enmarcan la rigidización sin considerar

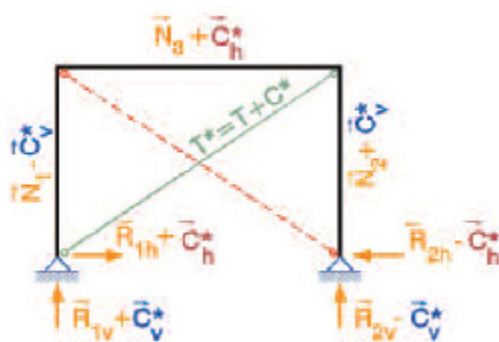
el incremento de tracción en el tirante traccionado



### C. Restitución del equilibrio en los nudos extremos de los tirantes. Equilibrio de fuerzas.

En cada barra y vínculo externo del recuadro se hace la suma vectorial de las componentes del incremento de tracción (de igual valor absoluto que la compresión del tirante comprimido).

El estado final de esfuerzos y reacciones resulta como se indica en la siguiente figura:



#### 1.12.2. Dimensionamiento de uniones

El programa dimensionará en las uniones los espesores de garganta de las soldaduras y longitud de las mismas, e incorporará rigidizadores en el caso de que sean necesarios

para la transmisión de tensiones en la unión.

Los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen en cada una de las componentes de tensión normal y tangencial al plano de la garganta, suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme a lo largo de él.

Según el CTE DB SE-A en su art. 8.6.2, la soldadura es suficiente si cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$



Donde:

$s^\wedge$  : Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$t^\wedge$  : Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$t_{II}$ : Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ : Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

$b_w$  : Coeficiente de correlación.

$\gamma_{M2}$  : Coeficiente de seguridad parcial (1.25).

El espesor de las soldaduras en ángulo será como mínimo 4 mm. Y no será mayor que 0.7 veces el espesor menor de las piezas a unir.

El programa descompondrá los esfuerzos del nudo, determinando las tensiones en cada uno de los cordones de soldadura de la unión, debiendo verificarse en cada uno

de ellos la relación anterior. En el caso de una unión empotrada se obtienen tres tipos de cordones distintos.

El programa determinará las características mecánicas de los cordones de soldadura:

$$\begin{aligned}
 I_y &= 2 \cdot L_1 \cdot a_1 \cdot \left( \frac{H}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 + 4 \cdot L_2 \cdot a_2 \cdot \left( \frac{H}{2} - t_f - \frac{a_2}{2} \right)^2 + \\
 &+ 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot a_3 \cdot L_3^3 \\
 I_z &= 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot a_1 \cdot L_1^3 \right) + 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot a_2 \cdot L_2^3 \right) - \\
 &- 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot a_2 \cdot (L_1 - 2 \cdot L_2)^3 \right) + 2 \cdot L_3 \cdot a_3 \cdot \left( \frac{t_w}{2} + \frac{a_3}{2} \right)^2 \\
 A &= 2 \cdot L_1 \cdot a_1 + 4 \cdot L_2 \cdot a_2 + 2 \cdot L_3 \cdot a_3
 \end{aligned}$$

El cálculo de las tensiones normales actuantes sobre los cordones de soldadura será:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{M_z}{I_z} \cdot y$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma$$

En los cordones de soldadura 1 las tensiones normales máximas se obtendrán para:

$$y = 0.5 \cdot L_1 \quad y \quad z = 0.5 \cdot (H + a_1) \rightarrow \sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$$

- En los cordones de soldadura 2:

$$y = 0.5 \cdot L_1 \quad y \quad z = 0.5 \cdot (H - 2 \cdot t_f - a_2) \rightarrow \sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$$

En los cordones de soldadura 3:

$$y = 0.5 \cdot (t_w + a_3) \quad y \quad z = 0.5 \cdot L_3 \rightarrow \sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$$

El programa, en el caso del cortante horizontal, lo distribuirá entre los **cordones 1 y 2** de forma proporcional a su área resistente. En cambio, el cortante vertical lo deben resistir los **cordones 3**.

El torsor se descompone en un par de fuerzas que incrementan o disminuyen las tensiones tangenciales en los cordones 1 y 2, en función del signo de este.

Una vez obtenidas las tensiones normales y tangenciales en cada cordón deberá verificarse en cada uno de ellos la siguiente relación:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Pero por diversas causas el programa puede que no calcule las uniones, estas causas se citan a continuación:

#### **a. Empotramiento de un perfil en el alma de otro**

En el caso de que se intente empotrar un perfil en el alma de otro, no se podrá resolver la unión. Siempre se debe articular los extremos de las barras que estén unidos al alma de otra.

#### **b. Interferencia entre perfiles**

Si las alas del perfil que se van a unir al alma de otro interfieren con las de este último, el programa no podrá resolver la unión, ya que en esta versión no están implementados los recortes de barras.

#### **c. Interferencia entre perfiles y rigidizadores**

En el caso de que el perfil que se une al alma de otro intersecta con los rigidizadores que el programa ha colocado para garantizar el empotramiento de barras que acometen por el plano ortogonal.

#### **d. Espesor de la pieza**

En el caso de que el espesor de garganta del cordón de soldadura necesario sea mayor que 0.7 veces el espesor de la pieza que une.

#### **e. Ortogonalidad**

En el caso en el que los planos que contienen el alma de las barras no sean los mismos, o no sean perpendiculares entre sí, el programa no resolverá la unión.

#### **f. Ángulo**

Si se cumple el punto anterior, el ángulo que forman las caras de las barras a soldar debe ser mayor o igual de  $60^\circ$ , en caso contrario, no se dimensiona la unión.

Estas consideraciones sacadas de la memoria de EL NUEVO METAL 3D son necesarias conocer de antemano para comprender como aborda el programa el problema del dimensionado.

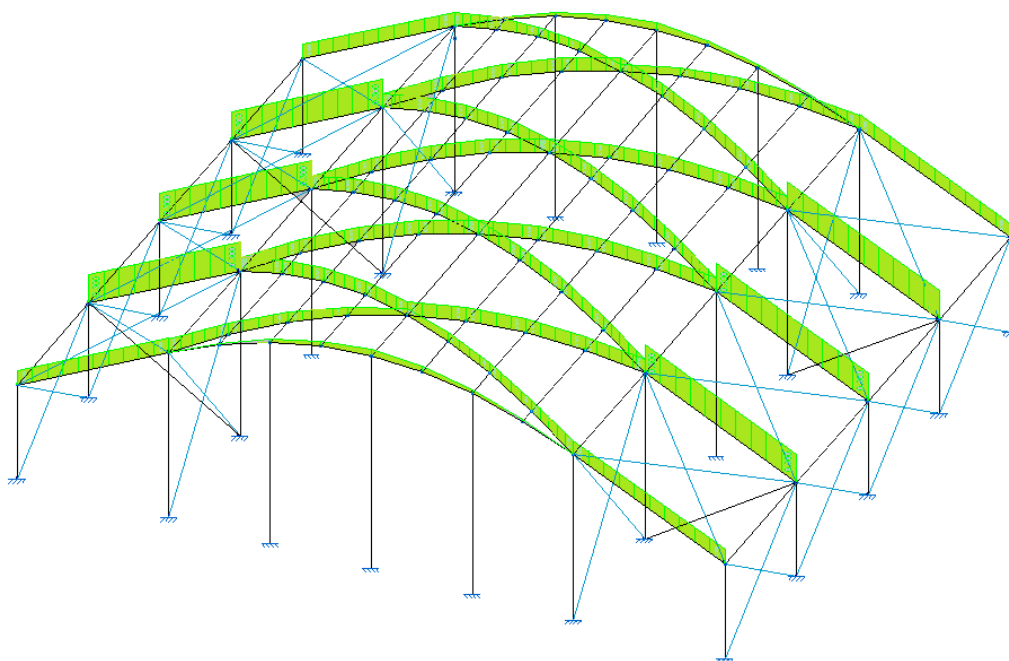
### 3.3ANALISIS

En este apartado nos centraremos en el análisis y estudio de cómo afectan las diferentes hipótesis de carga calculadas a la estructura, así como su forma de trabajo en respuesta a estas.

Por ello deberemos estudiar primero como se distribuyen las cargas calculadas sobre la estructura. Estas son:

- Peso propio.
- Cargas de nieve.
- Sobre carga de uso.
- Cargas de viento en todas las direcciones para la hipótesis de máxima presión y de máxima succión.

#### PESO PROPIO



En esta imagen vemos como afectan las cargas de peso propio sobre la estructura. De esta forma los dinteles soportan cargas repartidas de 0,15 t/m en los extremos y 0,3 t/m en los dinteles intermedios.

Los arcos hastiales se mueven entre valores más pequeños mientras los arcos que se cruzan se llevan casi todo el peso de la cubierta, soportando unos valores medios de 0,41 t/m

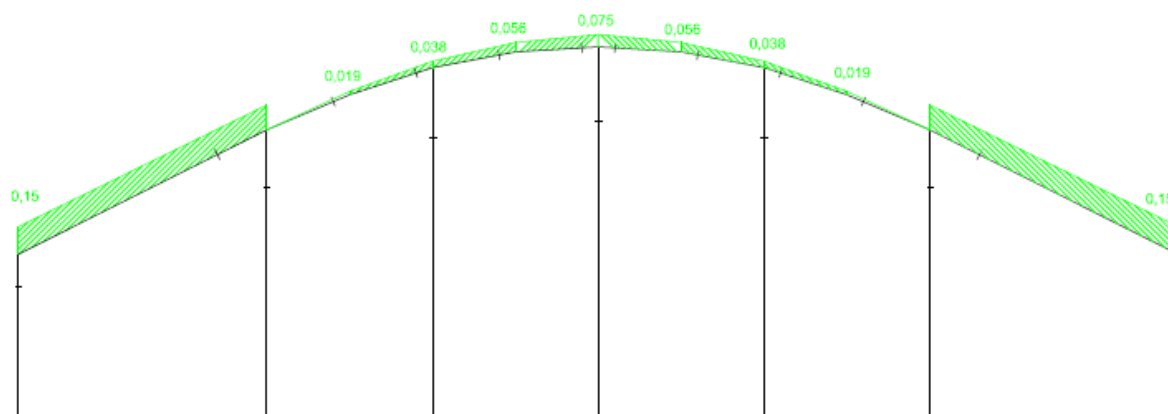
A continuación hacemos un análisis por partes significativas.

Por ello analizaremos detalladamente las cargas que actúan en:

- Pórtico hastial.
- Arco cruzado con arranque en el pilar extremo.
- Arco cruzado con arranque en pilares intermedios.
- Pórtico extremo a un agua lateral.
- Pórtico intermedio a un agua lateral.

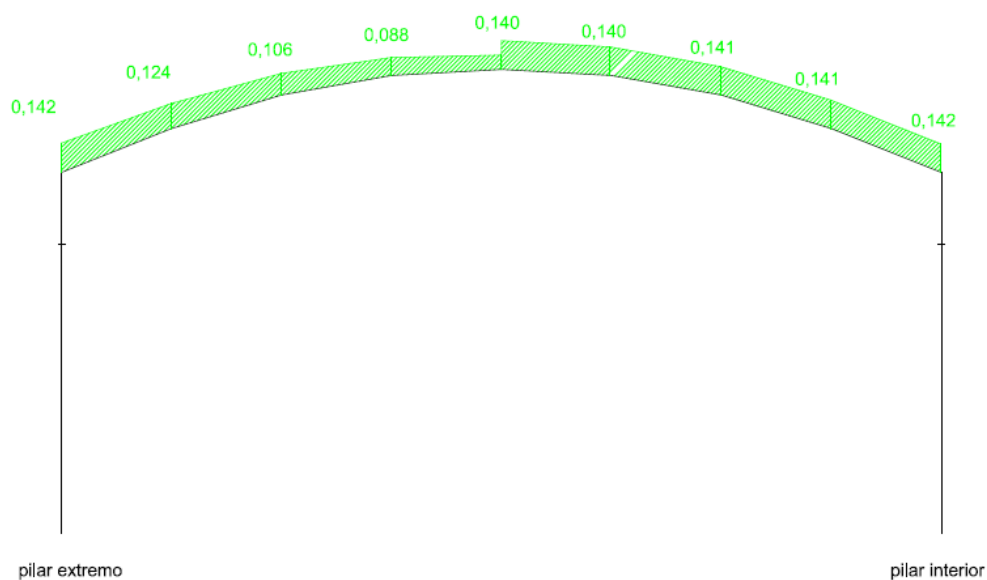
Para el estudio gráfico hemos aumentado la escala de la carga cuatro veces para poder apreciar mejor como carga la estructura. Así pues vamos a analizar las partes definidas.

Cargas (t/m) Peso propio sobre pórtico fachada norte y sur:

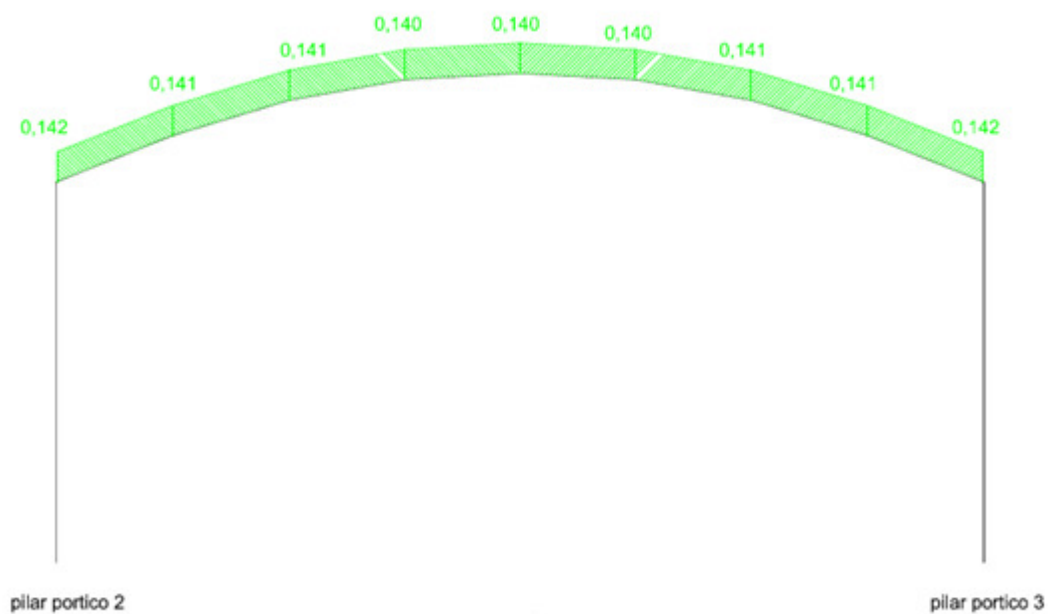


Plano yz

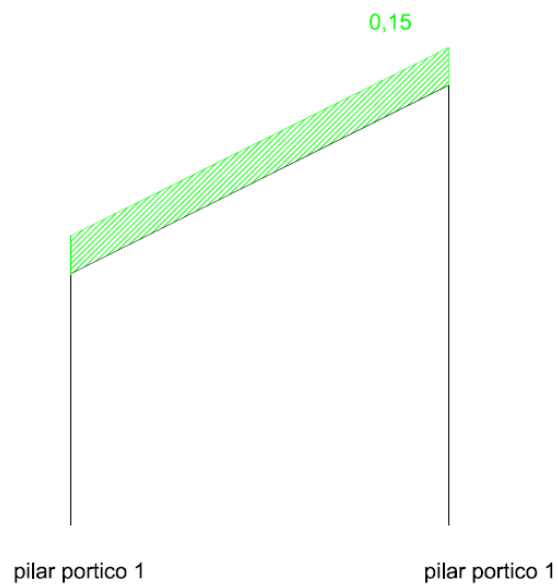
Cargas (t/m) Peso propio sobre arcos cruzados con arranque en pilares extremos:



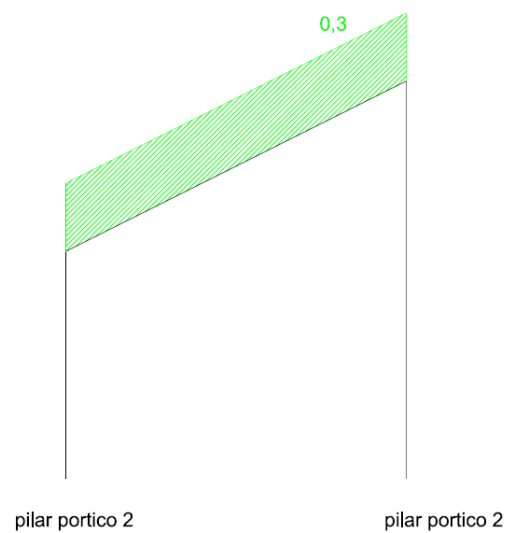
Cargas (t/m) Peso propio sobre arcos cruzados con arranque en pilares intermedio:



Cargas Peso Propio (t/m) en pórtico extremo lateral a un agua:

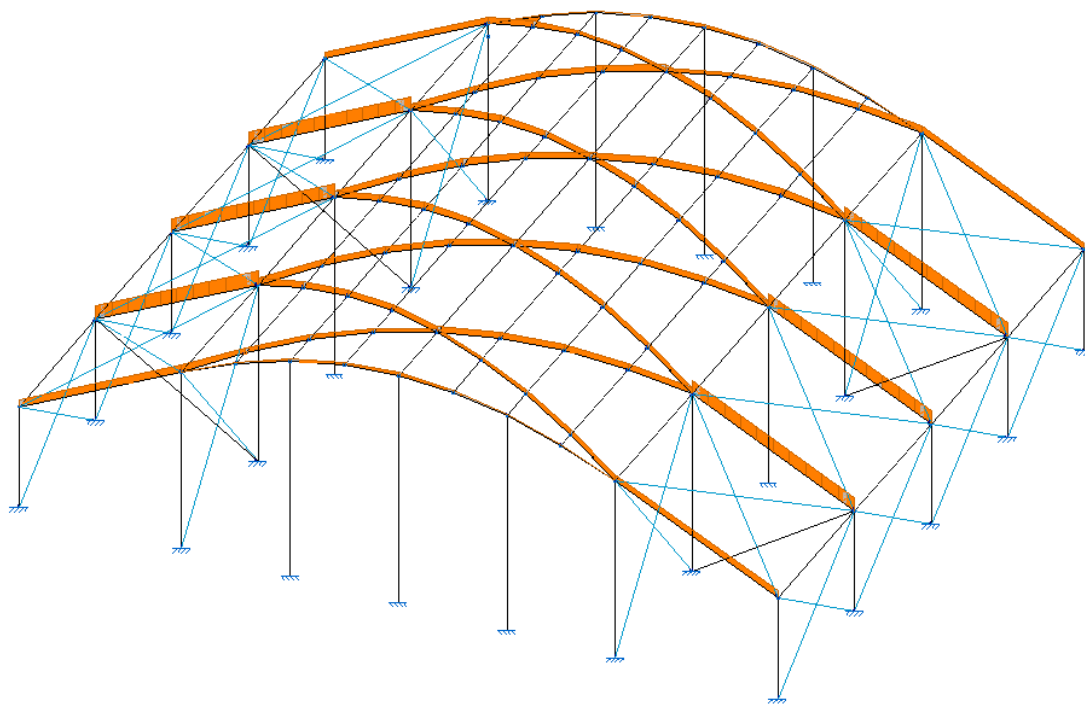


Cargas Peso Propio (t/m) en pórtico intermedio lateral a un agua:





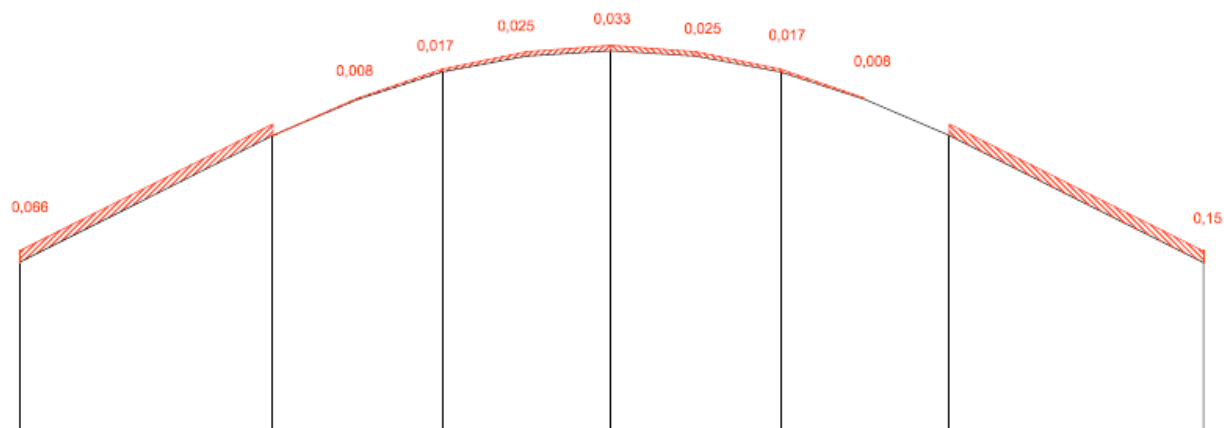
## CARGAS DE NIEVE



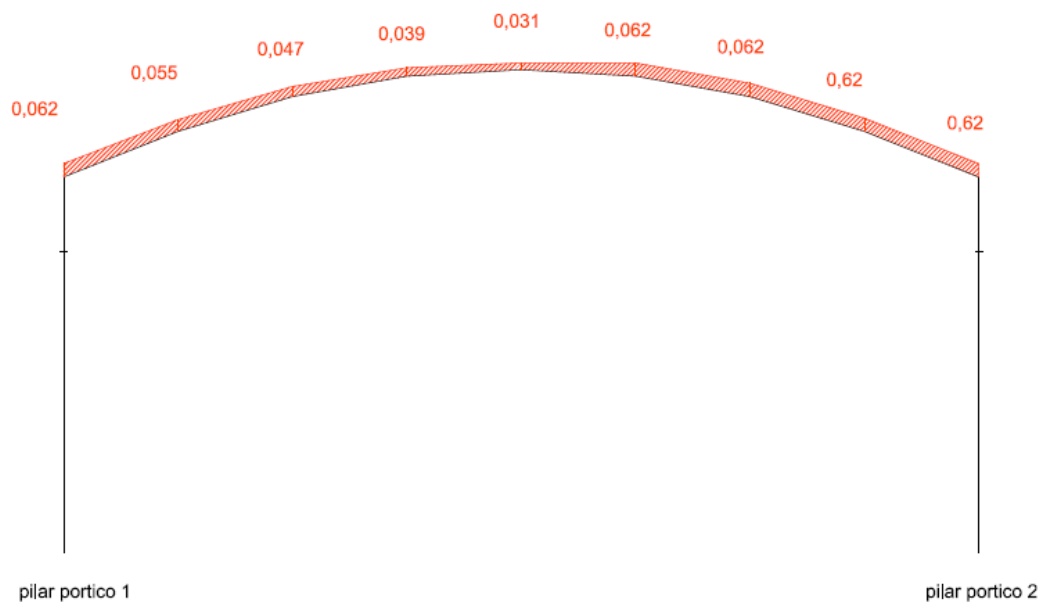
En la imagen anterior observamos como carga la nieve sobre nuestra estructura, el comportamiento es similar al del peso propio por lo que definiremos las mismas zonas para estudiar como afecta esta carga a la estructura:

- Pórtico hastial.
- Arco cruzado con arranque en el pilar extremo.
- Arco cruzado con arranque en pilares intermedios.
- Pórtico extremo a un agua lateral.
- Pórtico intermedio a un agua lateral.

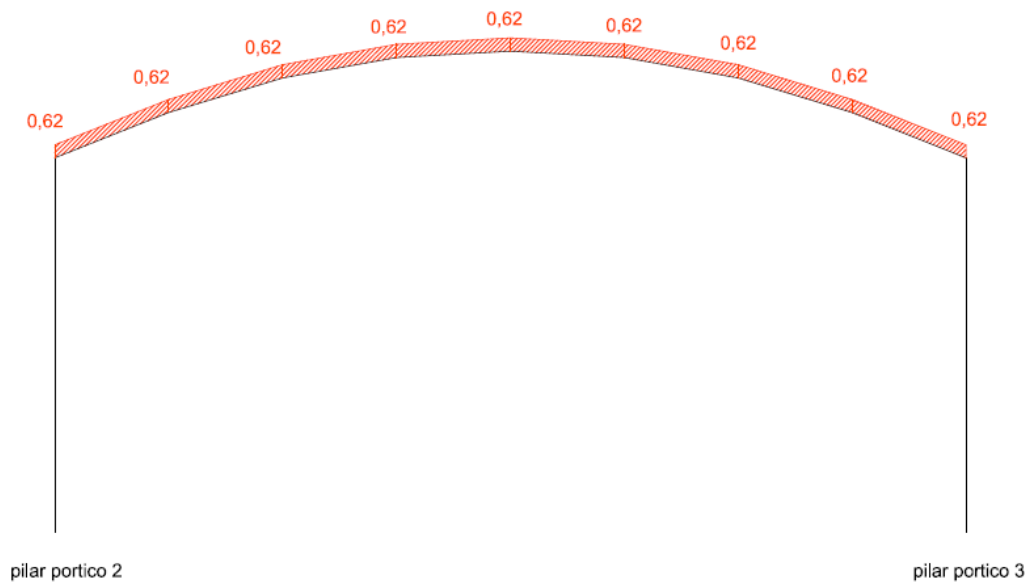
Cargas (t/m) Nieve sobre pórtico fachada norte y sur:



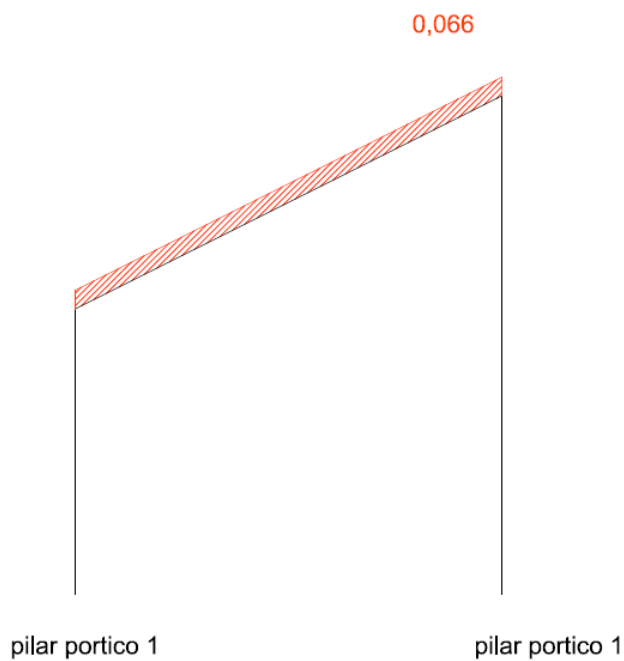
Cargas (t/m) Peso propio sobre arcos cruzados con arranque en pilares extremos:



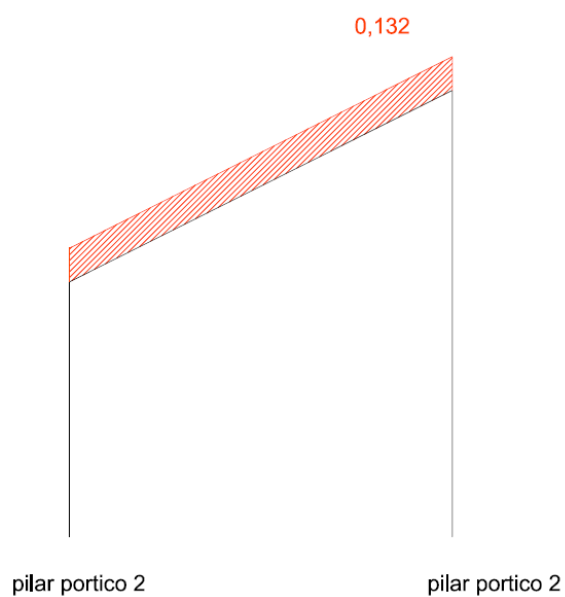
Cargas (t/m) Nieve sobre arcos cruzados con arranque en pilares intermedio:



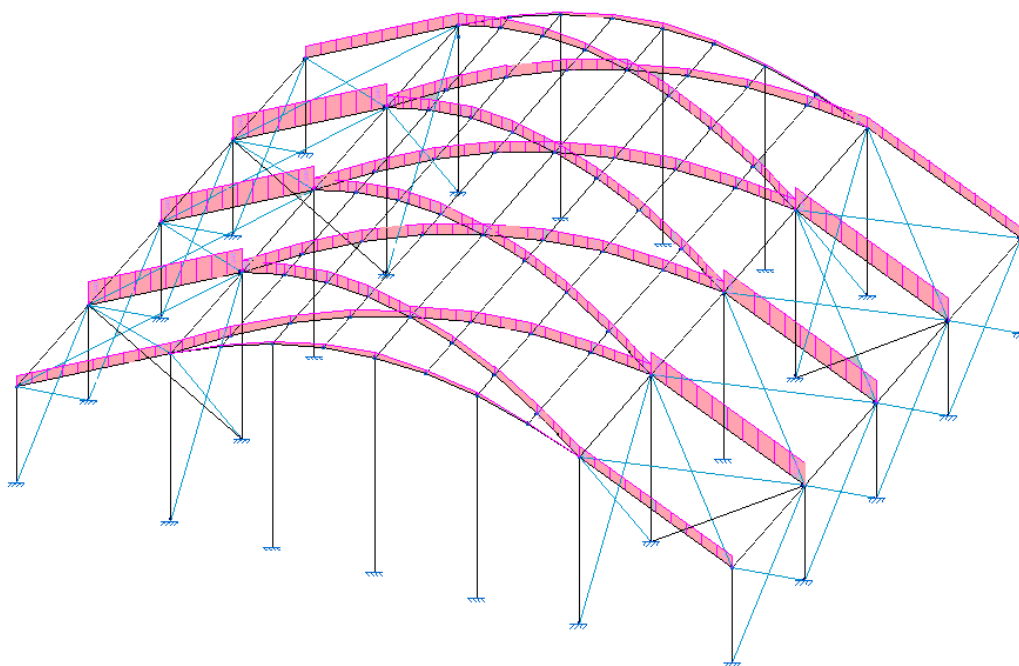
Cargas Nieve (t/m) en pórtico extremo lateral a un agua :



Cargas Nieve (t/m) en pórtico intermedio lateral a un agua:



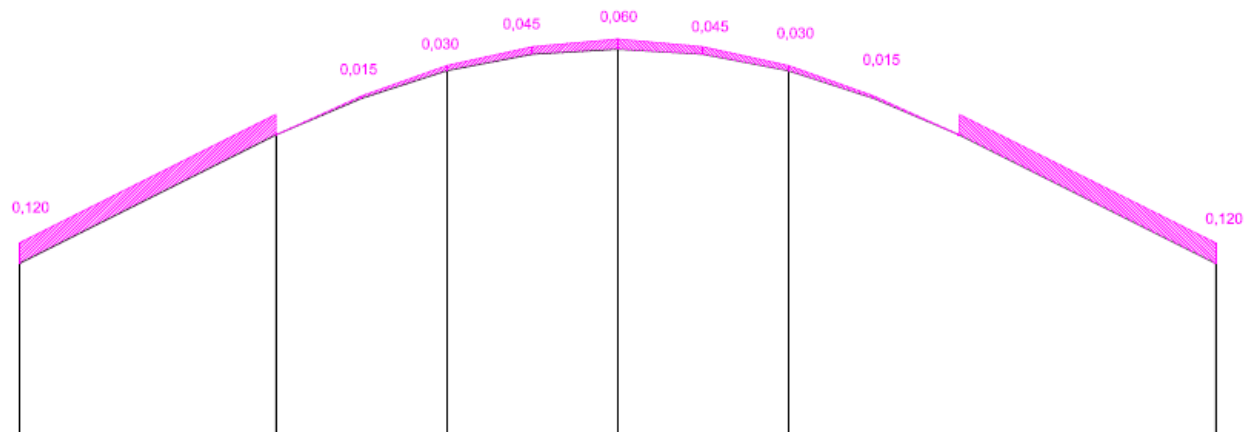
### SOBRE CARGA DE USO



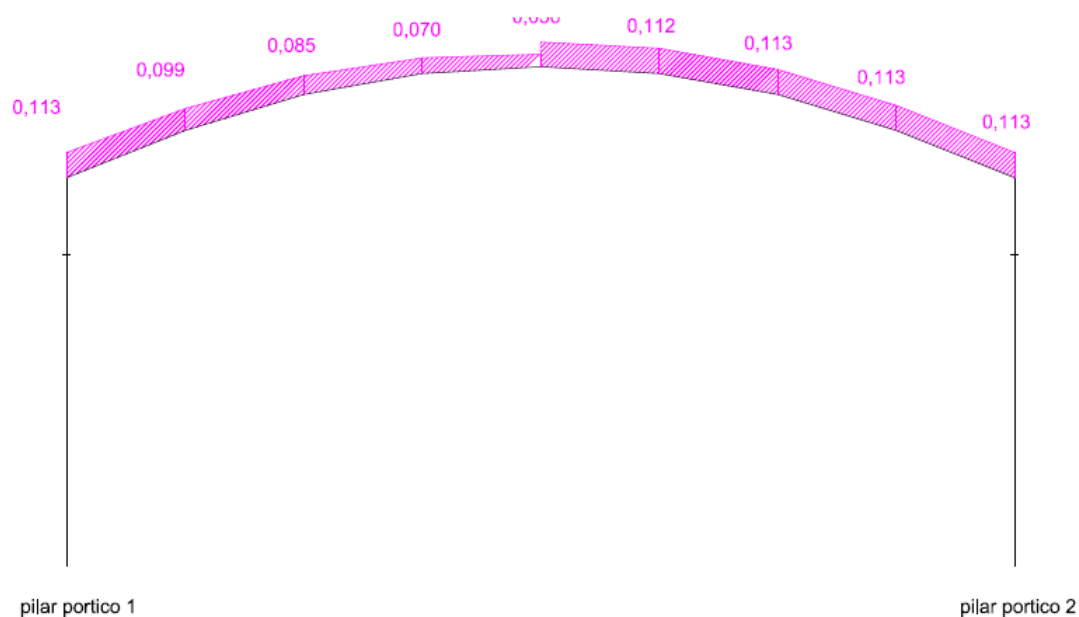
Como se aprecia en la imagen la carga de uso es una carga similar a la de nieve y peso propio por lo que se distribuye en nuestra estructura de forma similar. Por ello analizaremos mas detalladamente las mismas partes:

- Pórtico hastial.
- Arco cruzado con arranque en el pilar extremo.
- Arco cruzado con arranque en pilares intermedios.
- Pórtico extremo a un agua lateral.
- Pórtico intermedio a un agua lateral.

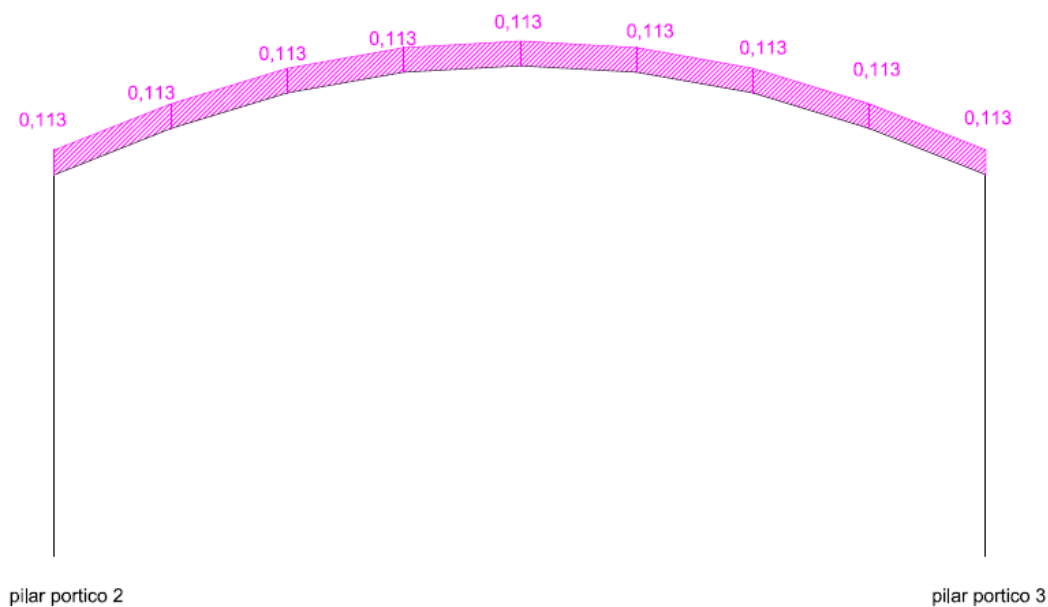
Cargas (t/m) Sobre carga uso pórtico fachada norte y sur:



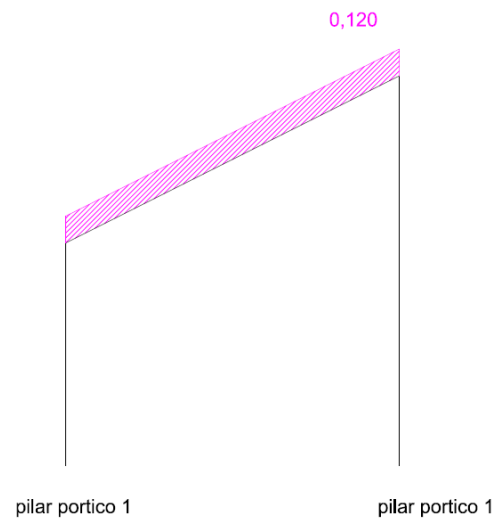
Cargas (t/m) Sobrecarga uso sobre arcos cruzados con arranque en pilares extremos:



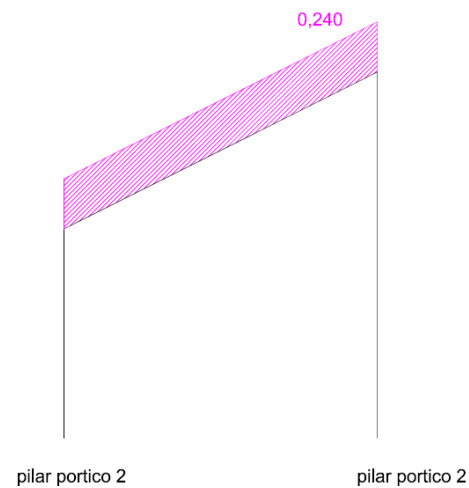
Cargas (t/m) Nieve sobre arcos cruzados con arranque en pilares intermedio:



Cargas Nieve (t/m) en pórtico extremo lateral a un agua:



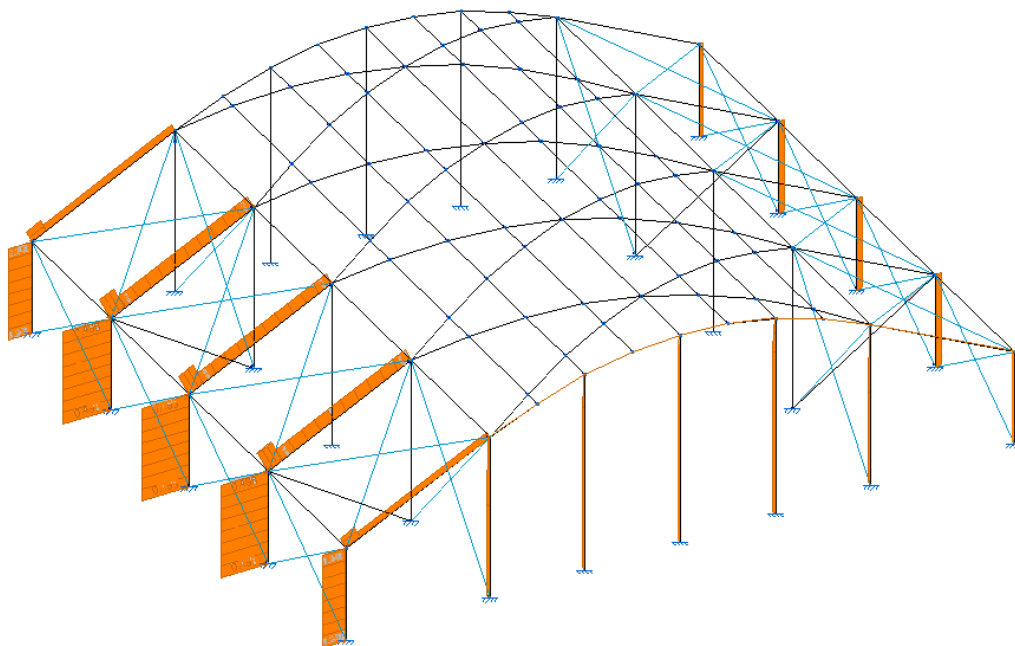
Cargas Nieve (t/m) en pórtico intermedio lateral a un agua:



## CARGAS DE VIENTO

Viento a 0º

### 1) Máxima presión



En la imagen se observa como la mayoría de esfuerzos se los lleva el pórtico lateral izquierdo, repartiéndose estos en pilares y dinteles.

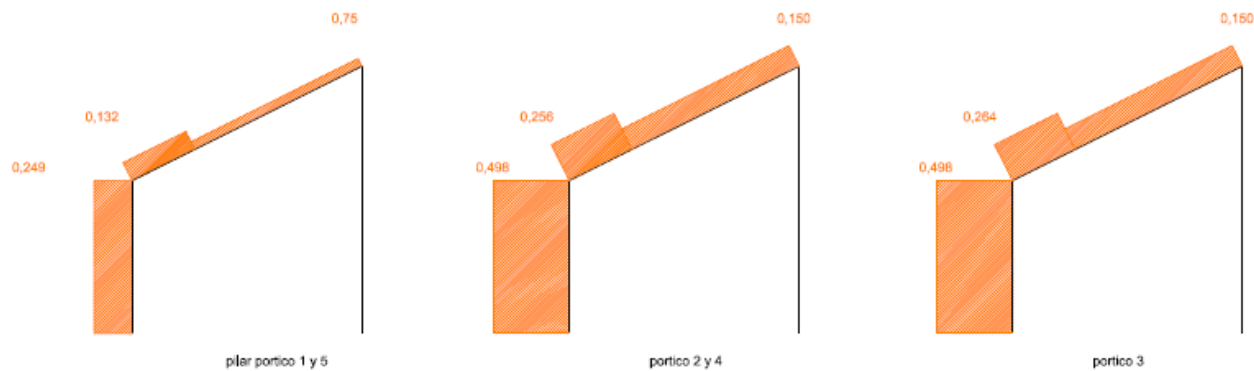
El pórtico hastial también soporta cargas pero más reducidas.

Por ellos analizaremos más detalladamente:

- Pórtico lateral izquierdo.
- Pórtico lateral derecho
- Pórtico fachada sur.

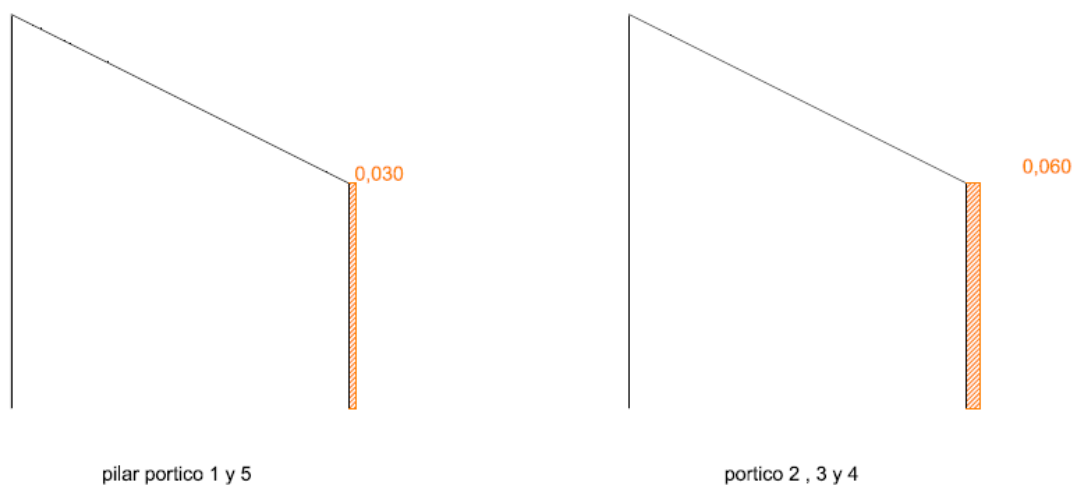


Cargas viento 0° (t/m) en caso máxima presión en Pórtico lateral izquierdo (oeste):



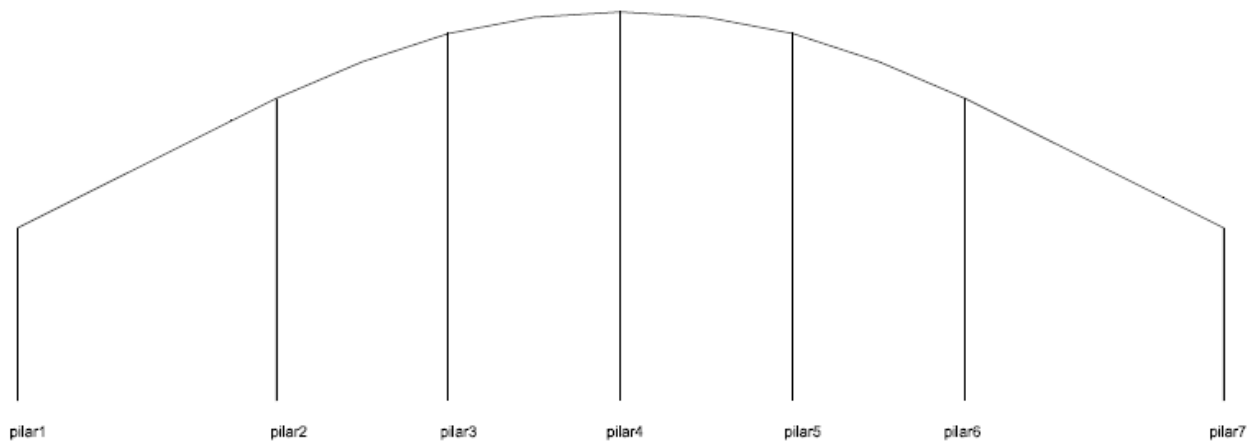
Plano zy

Cargas viento 0° (t/m) en caso máxima presión en Pórtico lateral derecho (este):

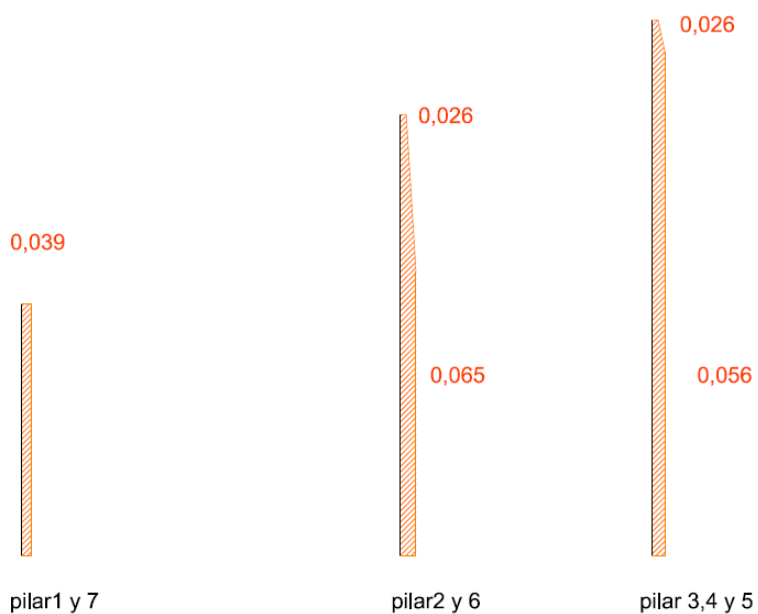


Planozy

Cargas viento 0º (t/m) en caso máxima presión en Pórtico fachada sur:

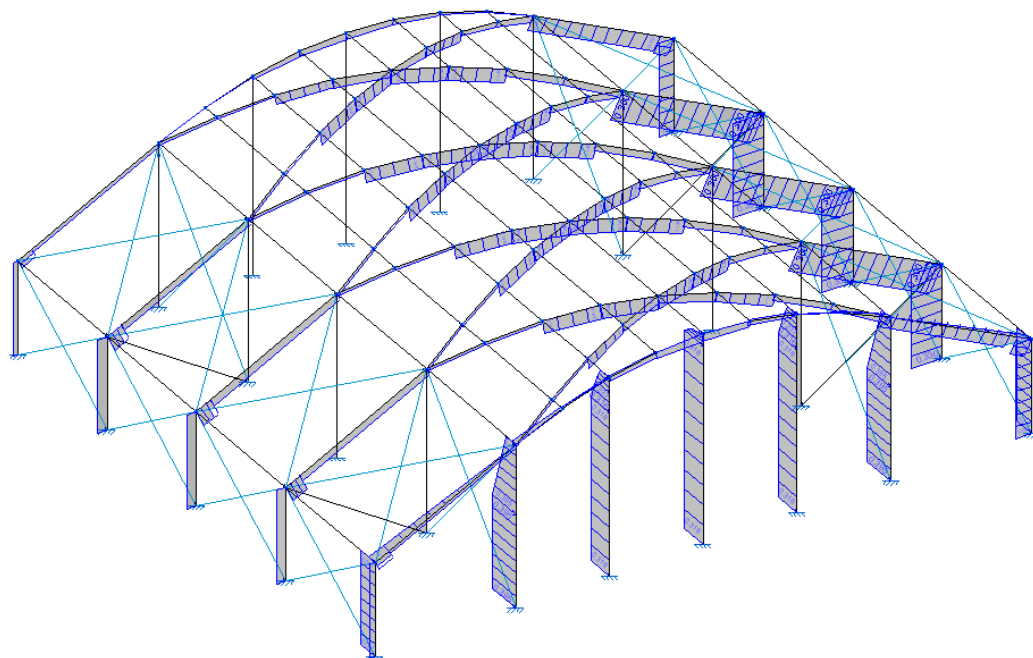


Definimos primero el pórtico para posteriormente desglosarlo.



Plano xz

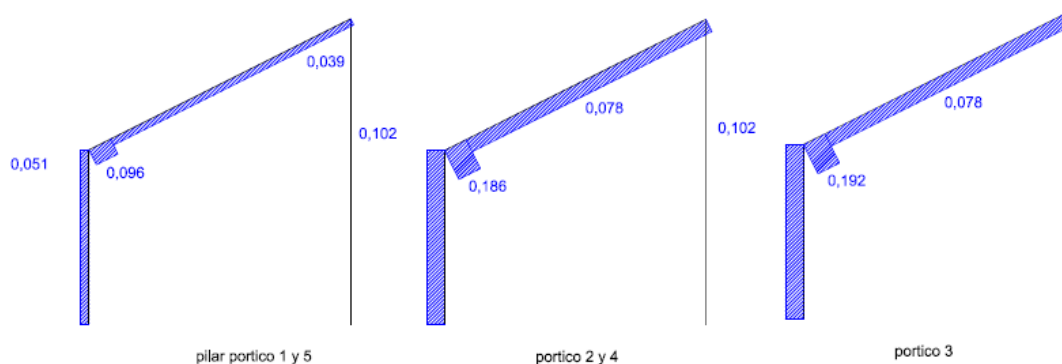
## 2) viento máxima succión



En la presente figura se observa como afecta a la estructura las cargas de viento a  $0^\circ$  en la hipótesis de máxima succión. Así los pórticos laterales de la fachada este son los más afectados. También los pilares de la fachada sur y los arcos cruzados soportan grandes succiones. Para un mejor estudio analizaremos más detalladamente:

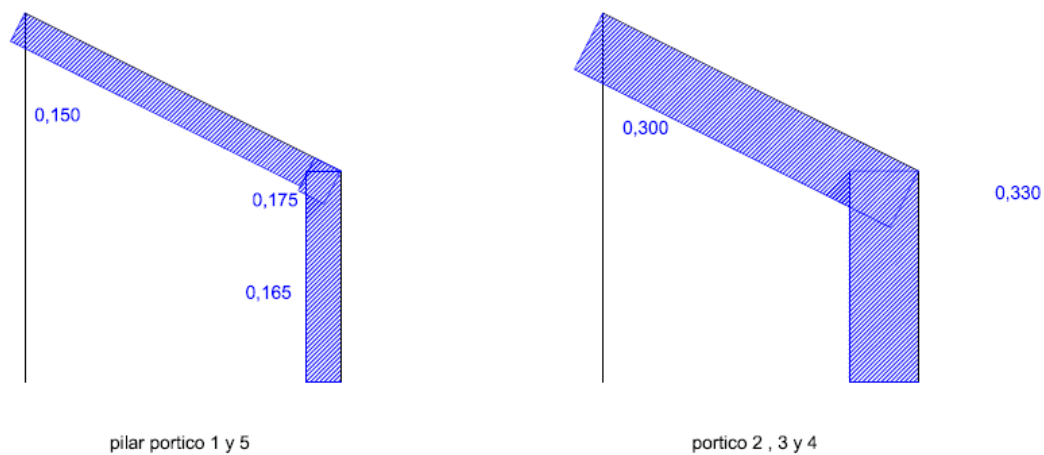
- Pórtico lateral izquierdo (fachada este).
- Pórtico lateral derecho (fachada oeste).
- Arcos cruzados.
- Pórtico fachada sur.

Cargas viento 0° (t/m) en caso máxima succión en Pórtico lateral izquierdo (este):



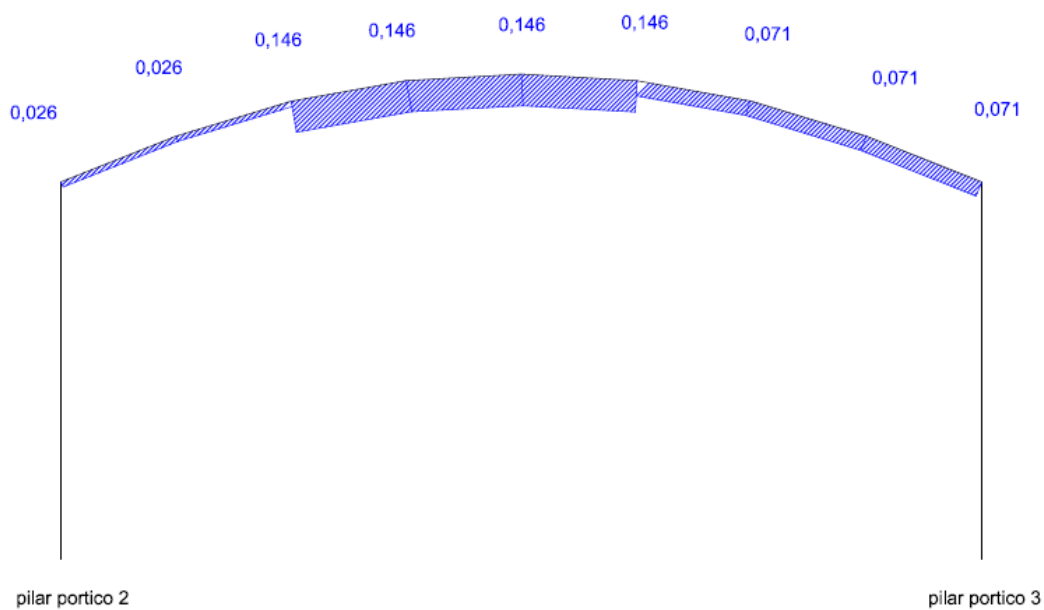
Plano zy

Cargas viento 0° (t/m) en caso máxima succión en Pórtico lateral derecho (oeste):



Plano zy

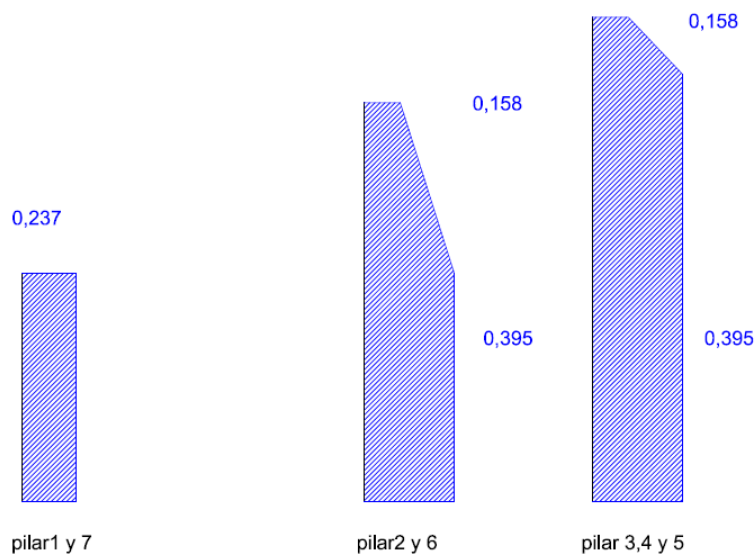
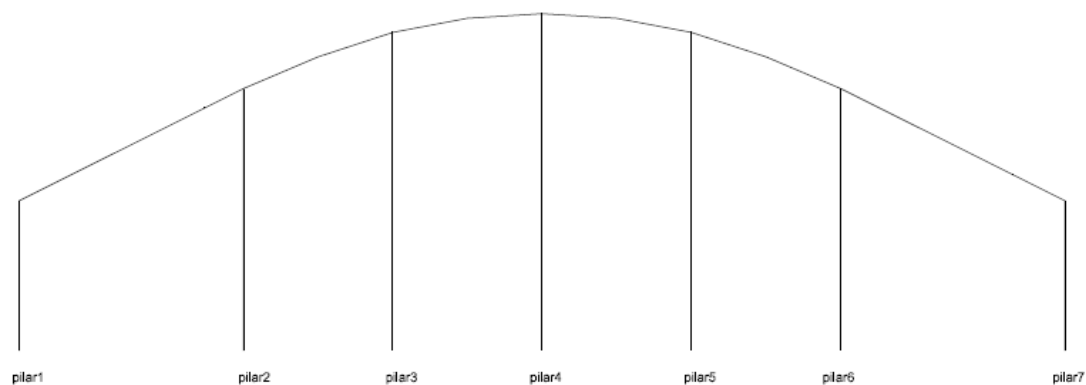
Cargas viento 0° (t/m) en caso máxima succión en arcos cruzados:



Plano zy

El repartimiento de las cargas se reparte de forma idéntica en el resto de arcos cruzados.

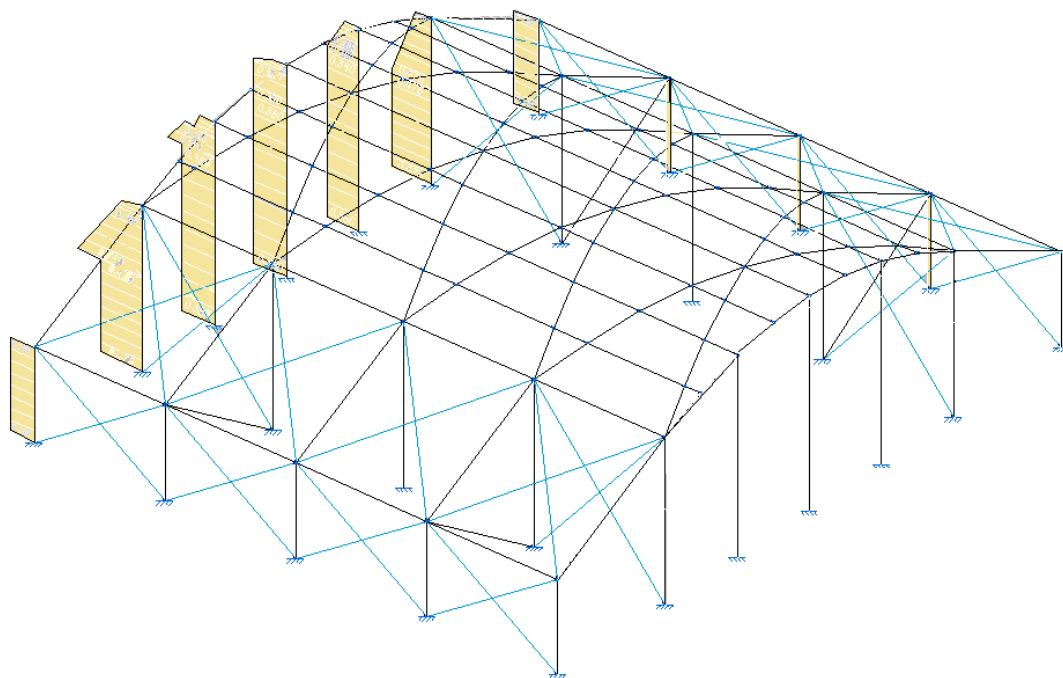
Cargas viento 0º (t/m) en caso máxima presión en Pórtico fachada sur:



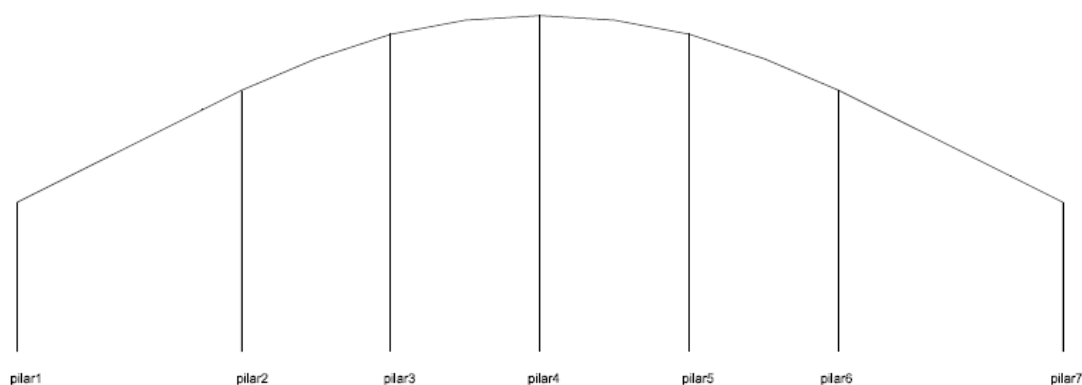
Plano xz

## VIENTO A 90 °

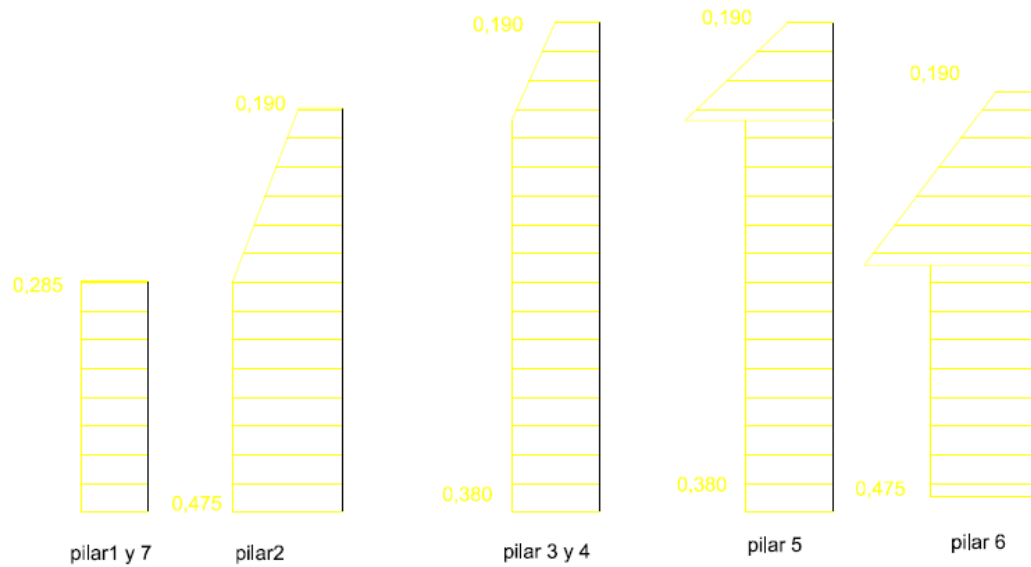
### 1) Máxima presión



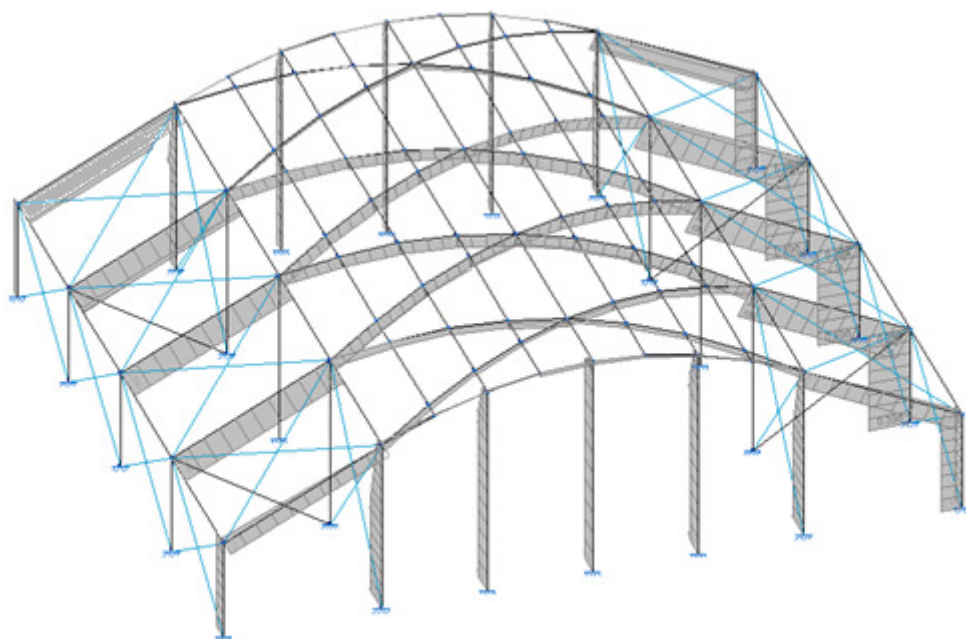
Como se aprecia en la imagen, prácticamente el pórtico de la fachada norte es el que resiste las cargas de viento en la hipótesis de máxima presión cuando este sopla a 90°, por ello analizaremos este pórtico más detalladamente.



## Plano yz



2) máxima succión:

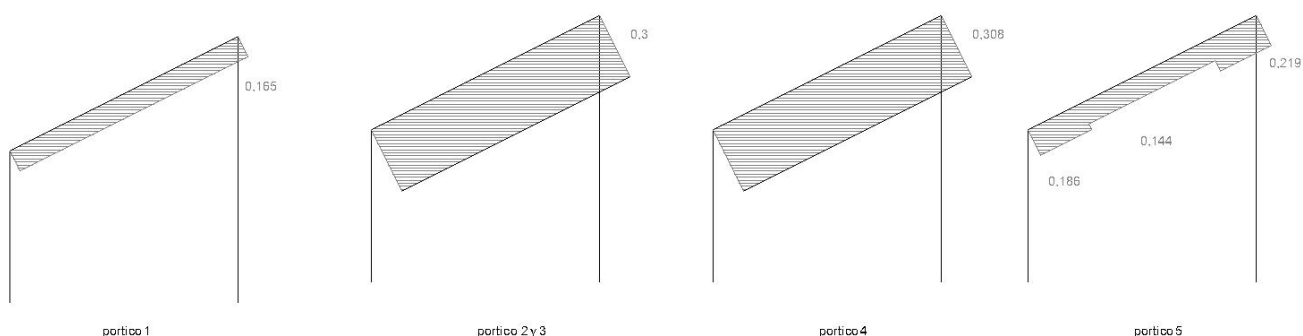




En la presente imagen se contempla como le afecta a nuestra estructura las cargas de viento en la hipótesis de máxima succión cuando este sopla en la dirección de 90°. Practicamente todas las barras de la estructura soportan esfuerzos de succión. Para mejor estudio analizaremos:

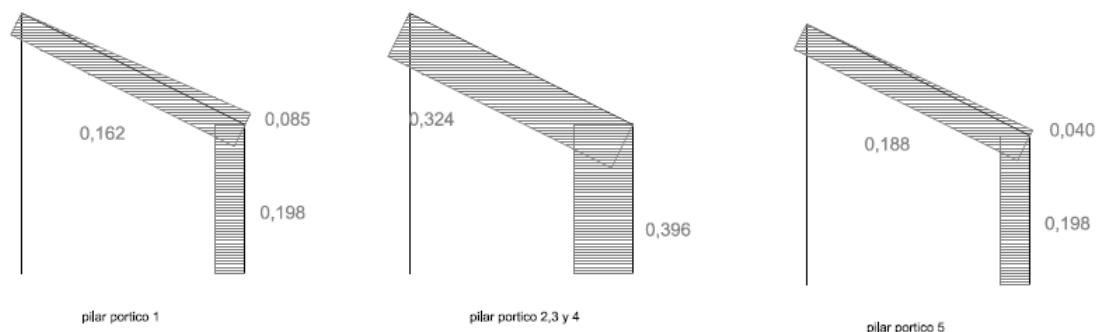
- pórtico lateral izquierdo (oeste).
- Pórtico lateral derecho (este).
- Pórtico fachada sur.
- Arcos cruzados.

Cargas viento 90° (t/m) en caso máxima succión en Pórtico lateral izquierdo (oeste):



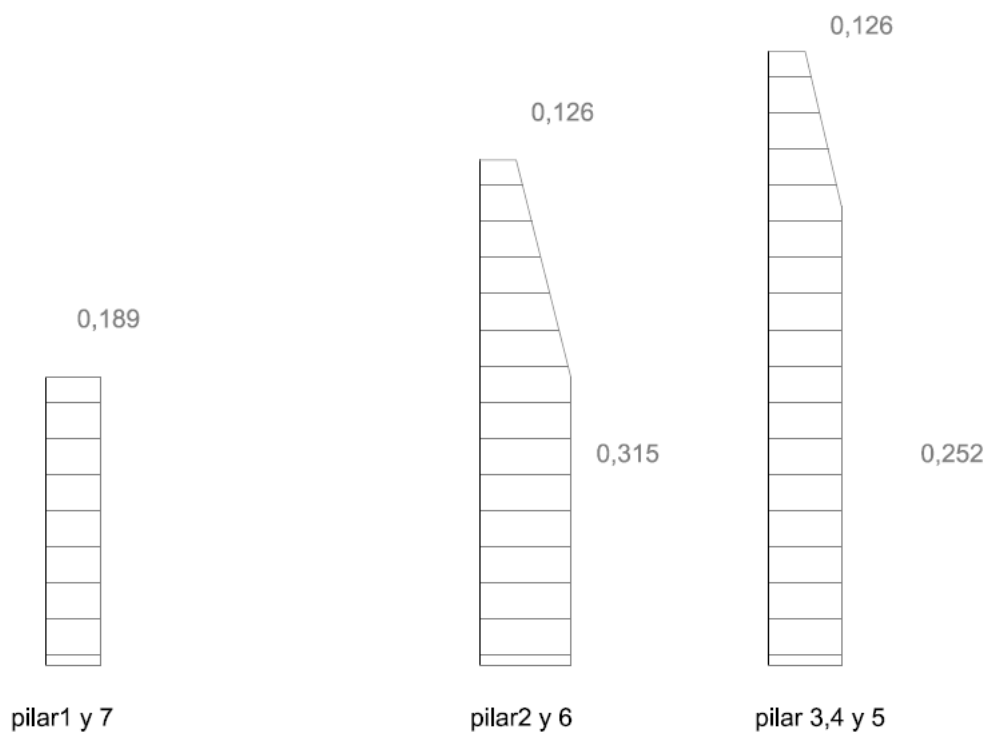
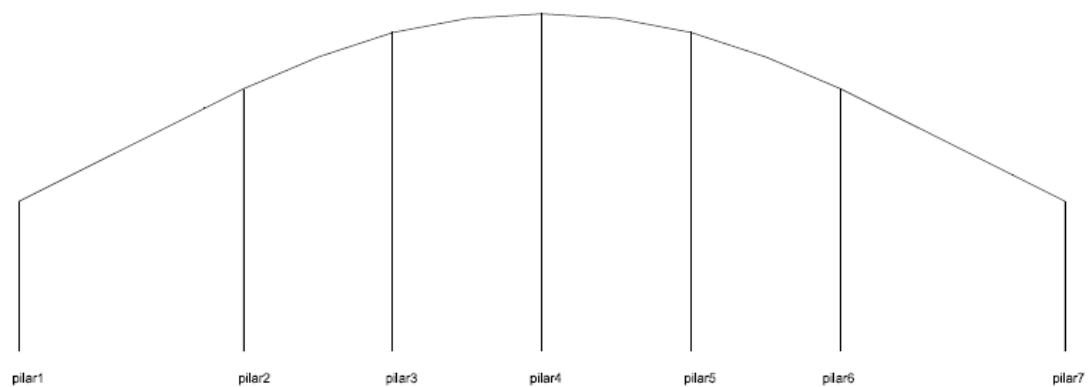
Plano xy

Cargas viento 90° (t/m) en caso máxima succión en Pórtico lateral derecho (este):



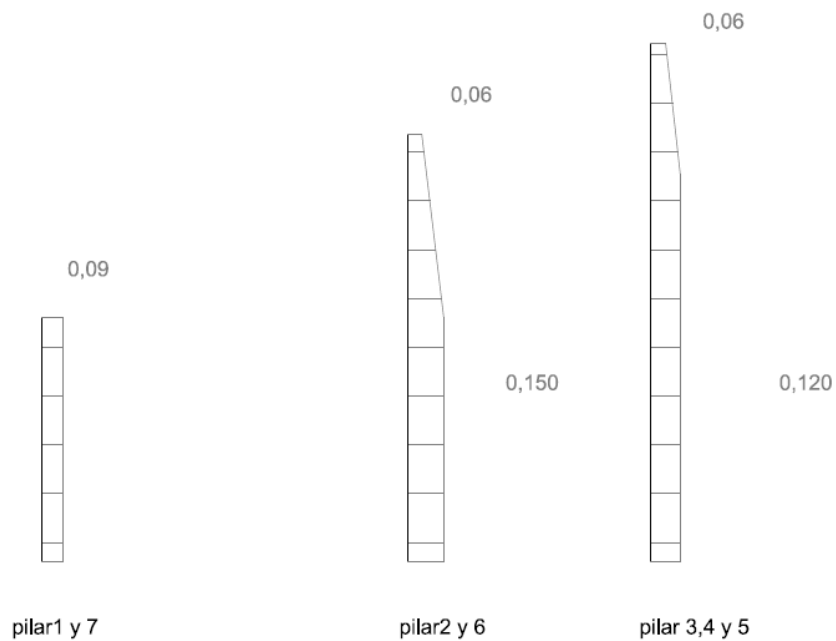
plano xy

Cargas viento 90º (t/m) en caso máxima presión en Pórtico fachada sur:



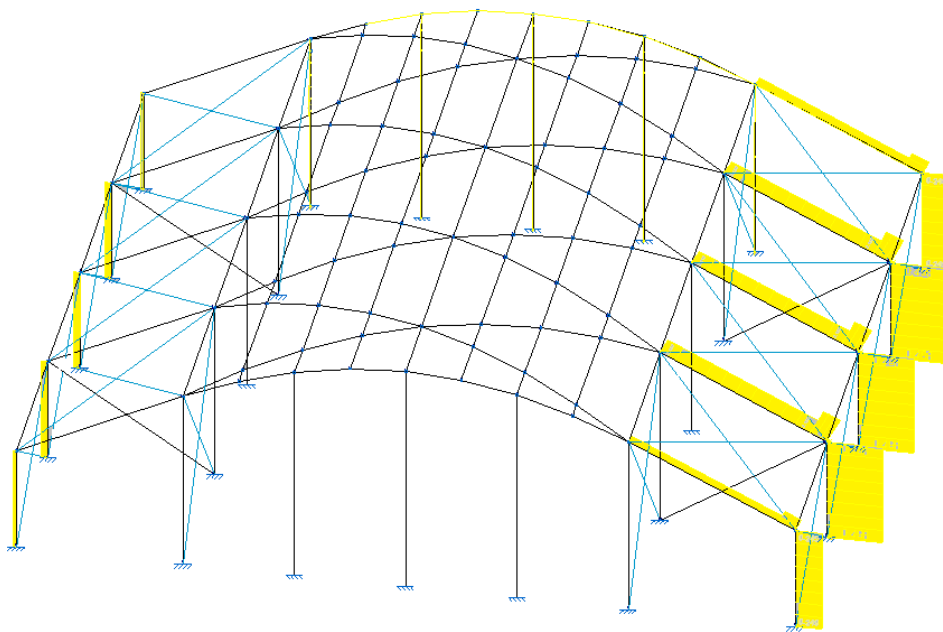
Plano xz

Cargas viento 90° (t/m) en caso máxima presión en Pórtico fachada norte (plano xz):



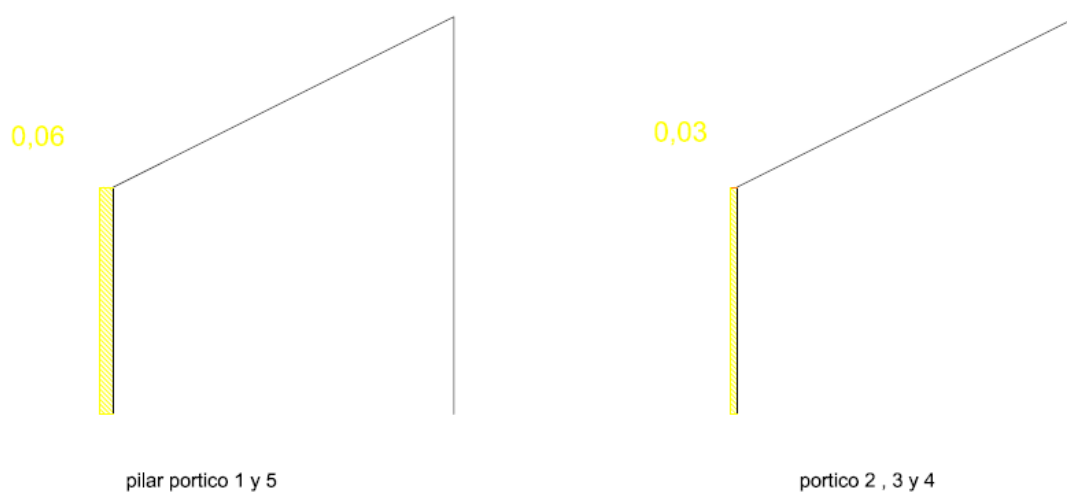
#### VIENTO A 180 °

1) Máxima presión:

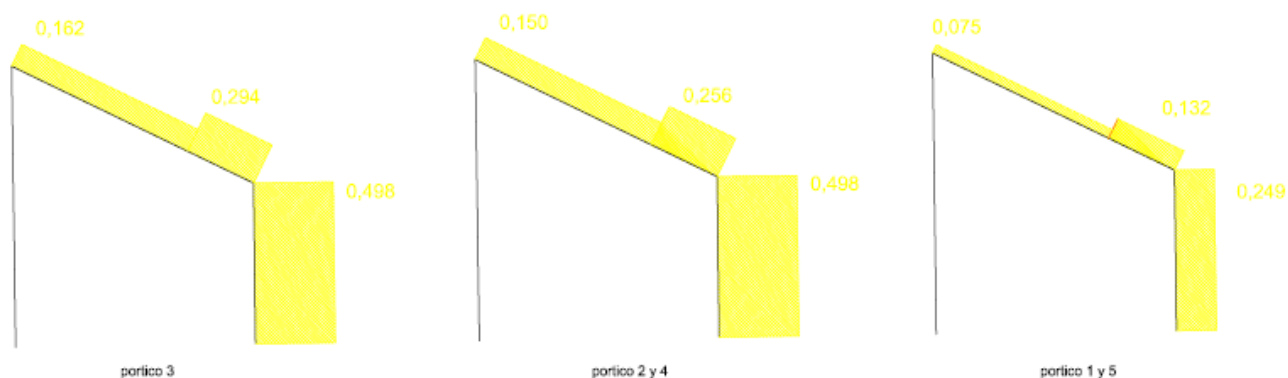


En la imagen se aprecia como se distribuyen las cargas de viento en la hipótesis de máxima presión cuando este sopla en la dirección de  $180^\circ$ . Practicamente los pórticos laterales derecho (fachada este) se llevan todos los esfuerzos. Como estamos haciendo a lo largo de todo el análisis, analizaremos más detalladamente algunas de sus partes:

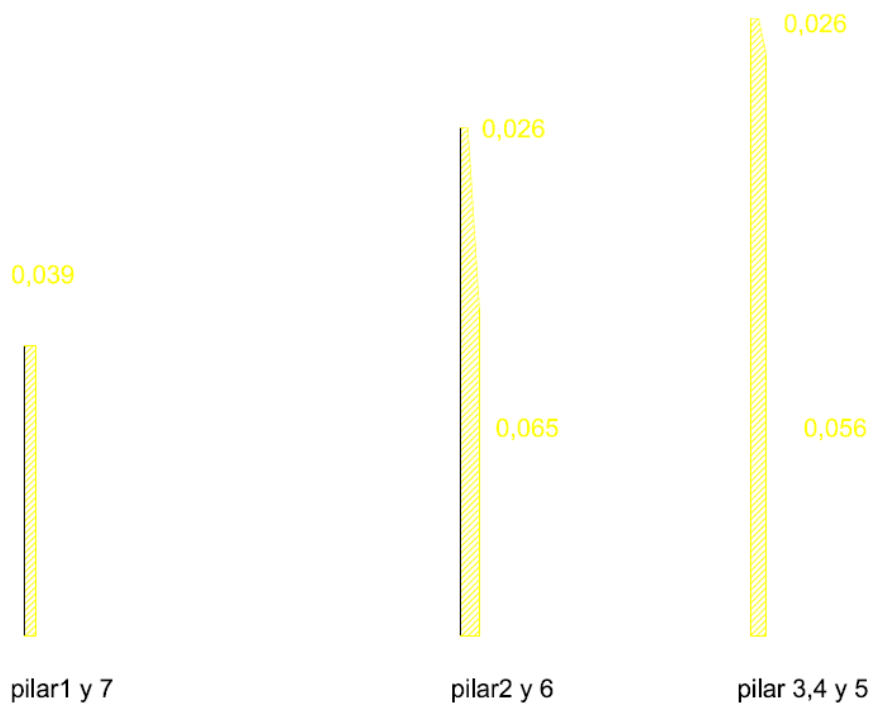
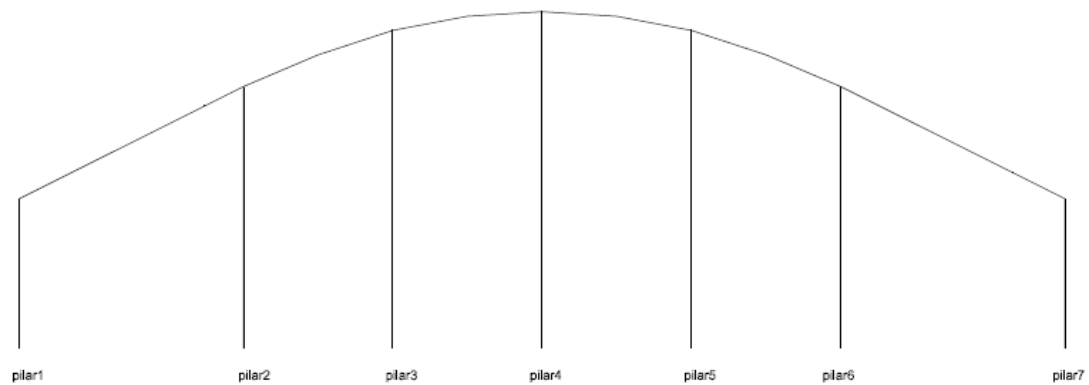
Cargas viento  $180^\circ$  (t/m) en caso máxima presión en Pórtico lateral izquierdo (oeste):



Cargas viento  $180^\circ$  (t/m) en caso máxima presión en Pórtico lateral derecho (este):

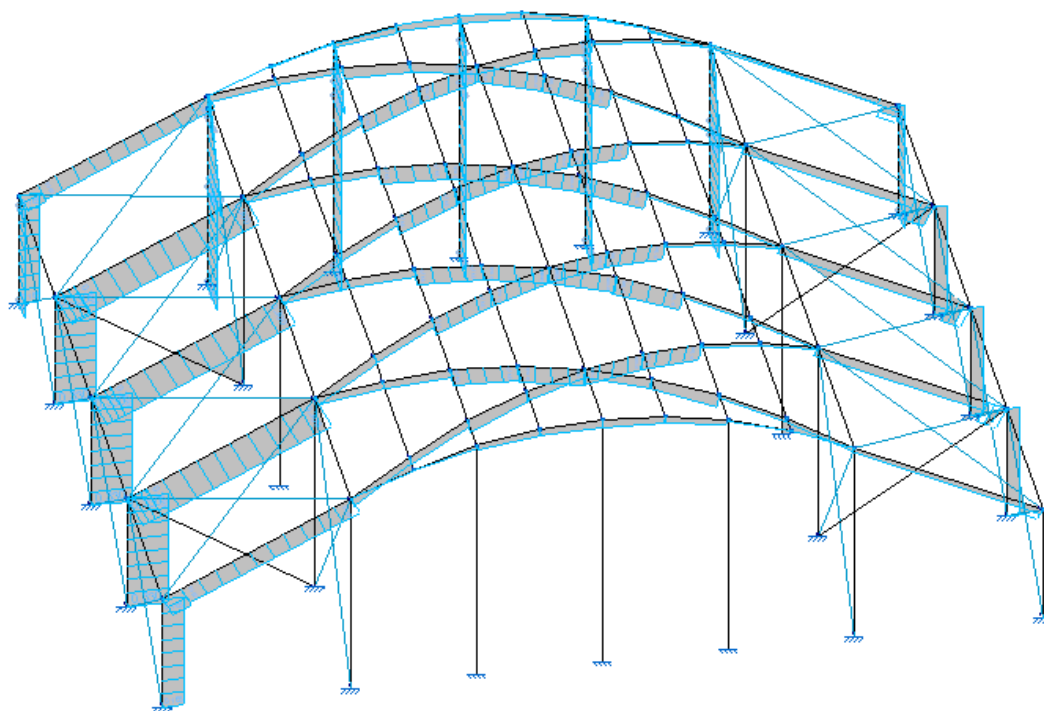


Cargas viento 180º (t/m) en caso máxima presión en Pórtico fachada norte:



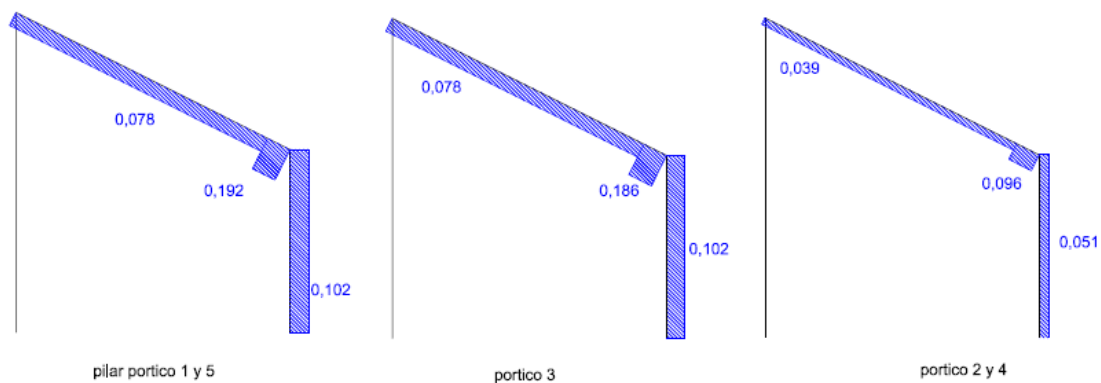
Plano xz

## 2)Succión:



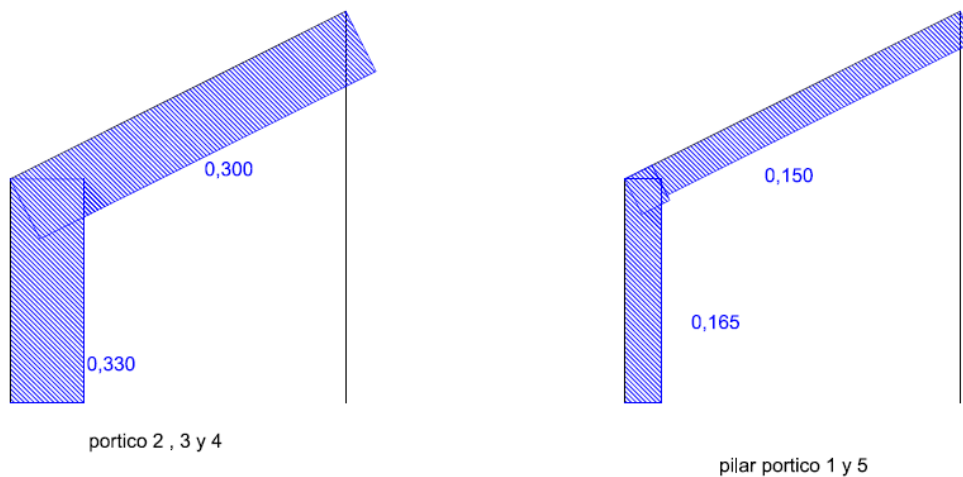
Después de una visión general de cómo se distribuyen las cargas de viento cuando este sopla en la dirección de  $180^\circ$  en la hipótesis de máxima succión pasamos a analizar más detalladamente algunas de sus partes:

Cargas viento 180° (t/m) en caso máxima succión en Pórtico lateral derecho (este):



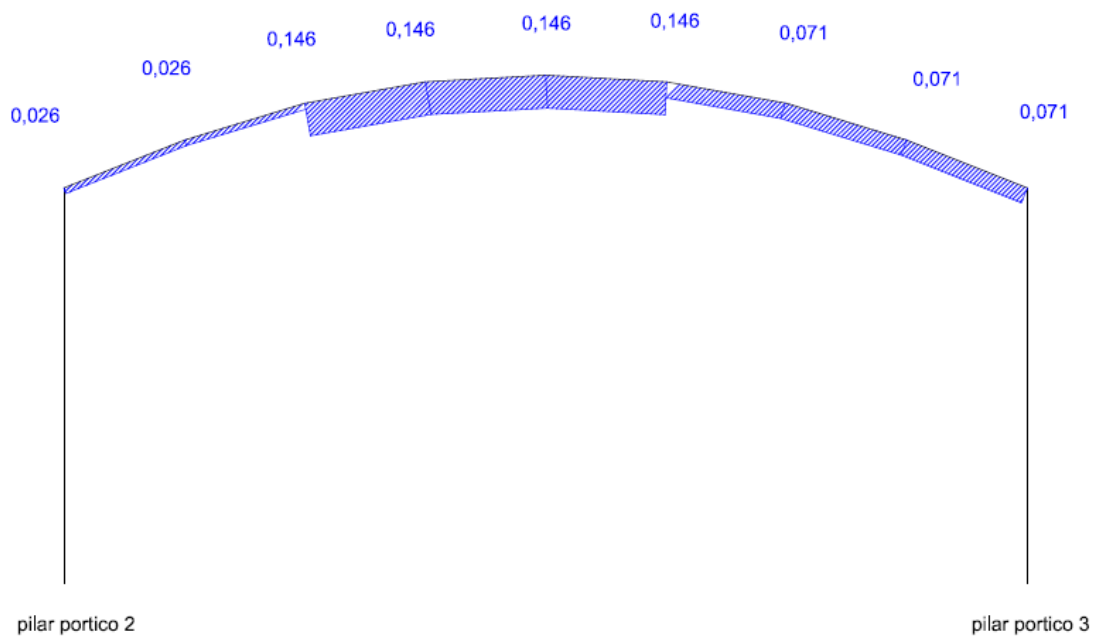
Plano yz

Cargas viento 180° (t/m) en caso máxima succión en Pórtico lateral izquierdo (oeste):

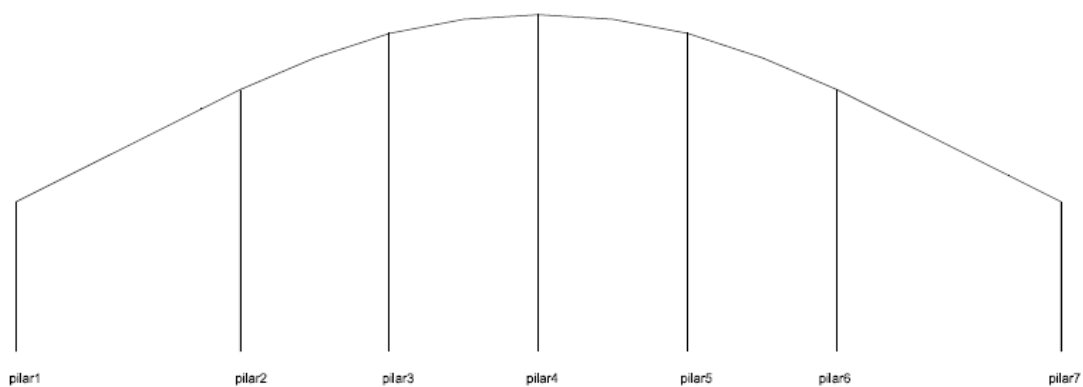


Plano yz

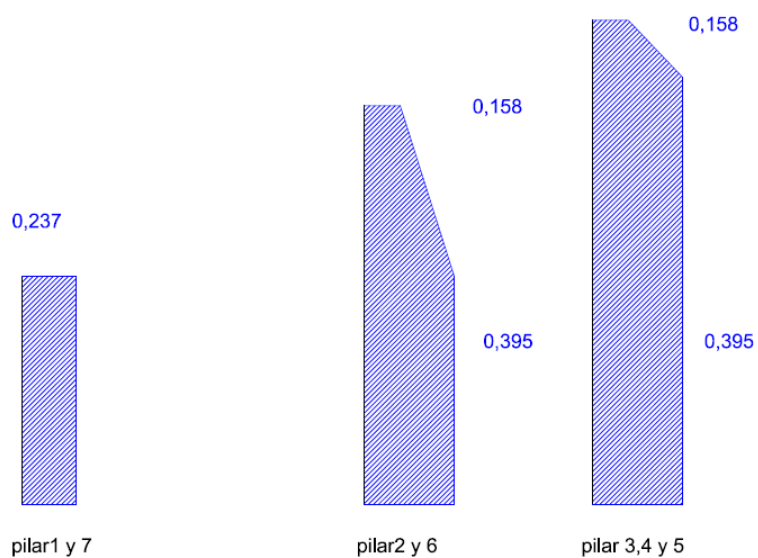
Cargas viento 180º (t/m) en caso máxima succión en arco cruzado:



Cargas viento 180º (t/m) en caso máxima succión en fachada norte:



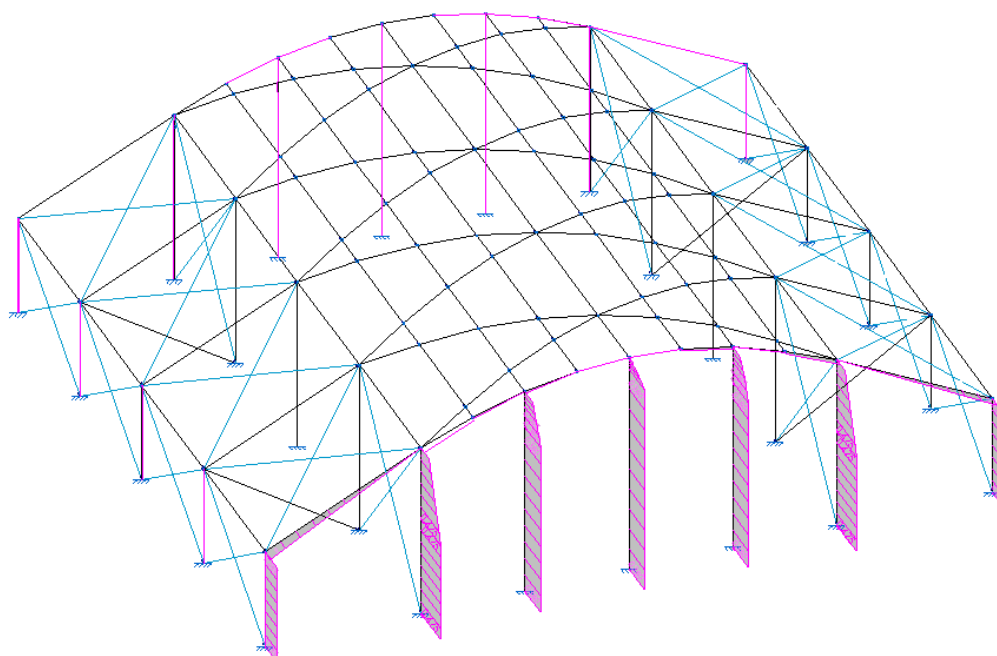




Plano xz

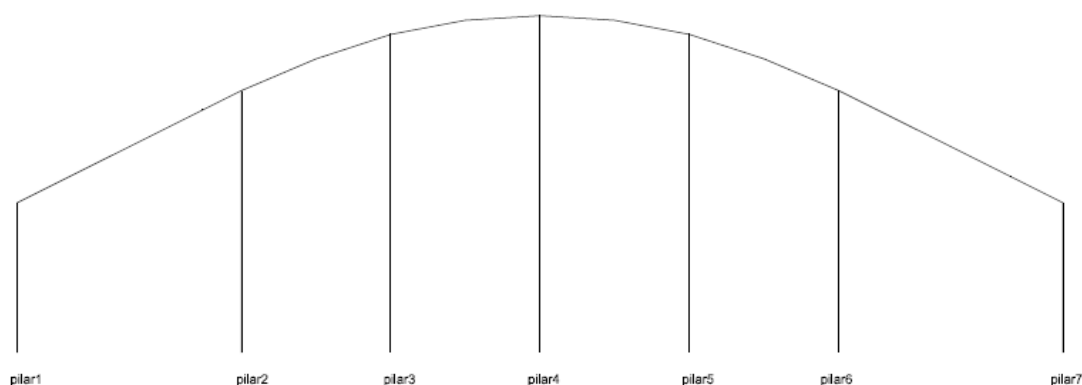
VIENTO 270 °

1) Máxima presión

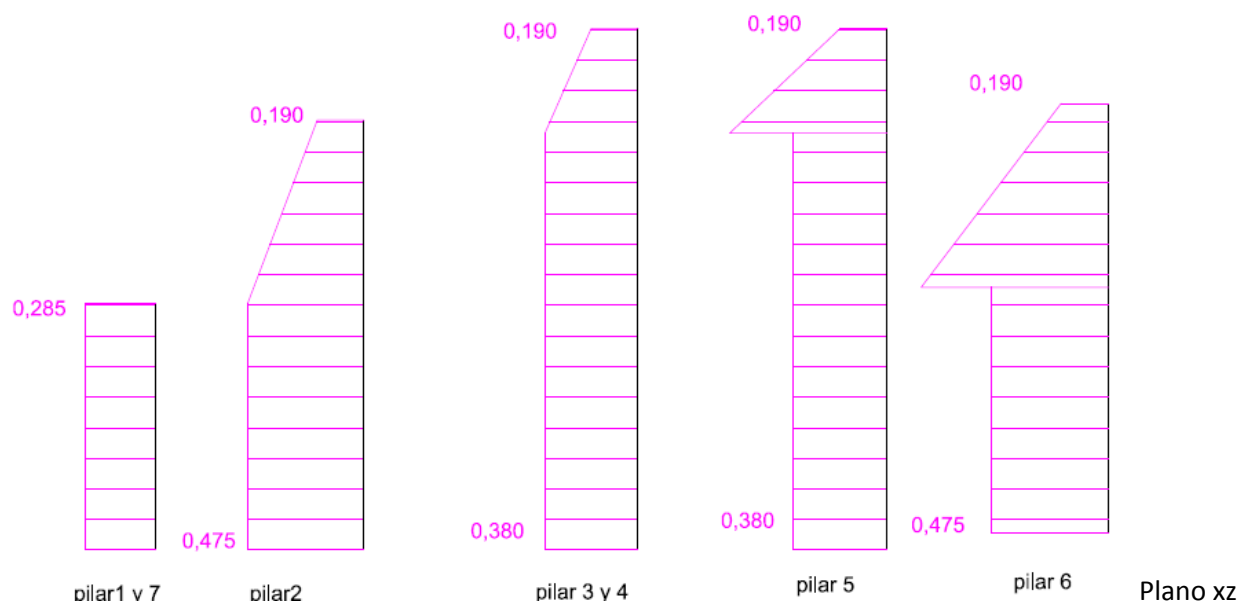


En esta imagen vemos como prácticamente todos los esfuerzos de presión se los lleva el pórtico de la fachada sur.

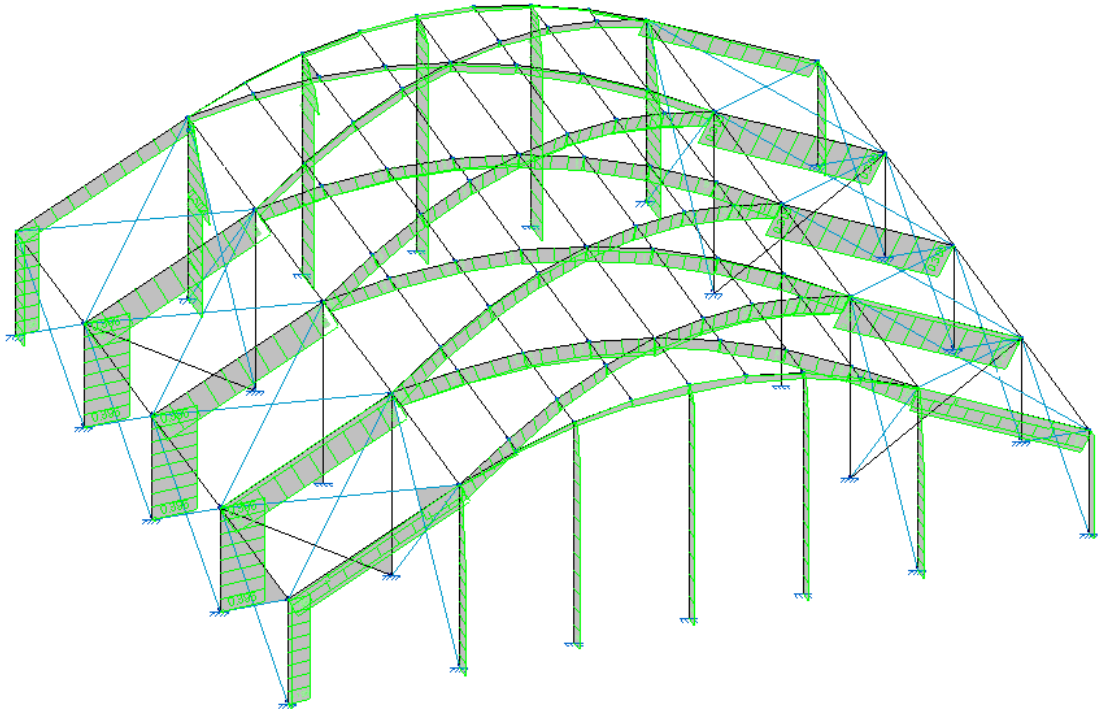
Siguiendo el proceso de análisis de cargas vamos a estudiar detalladamente aquellas zonas más relevantes en que el viento sopla en  $180^\circ$  en la hipótesis de máxima presión:



Cargas viento  $270^\circ$  (t/m) en caso máxima presión en fachada sur:



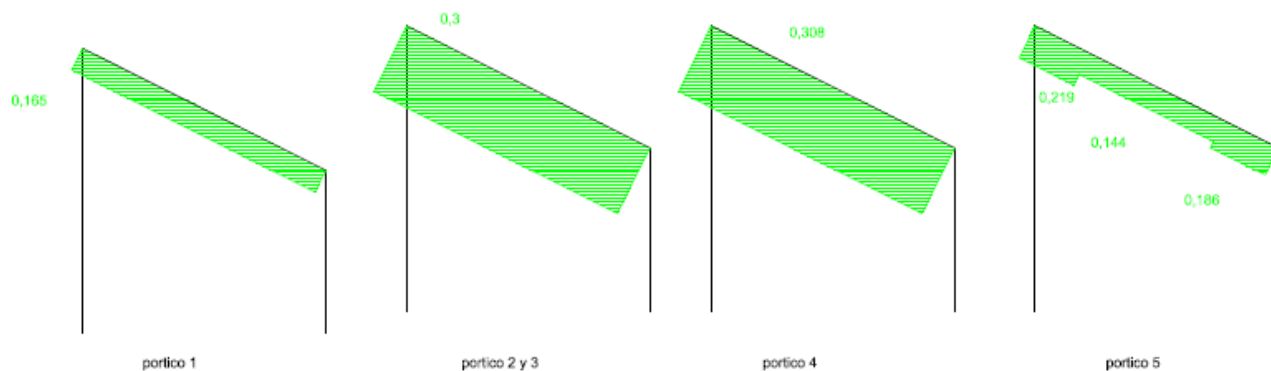
## 2) Máxima succión



Toda la estructura soporta bastantes cargas de succión. Las partes a analizar serán:

- Pórtico lateral izquierdo (fachada oeste).
- Pórtico lateral derecho (fachada este).
- Arcos cruzados.
- Pórtico hastial.

Pórtico lateral derecho (este):



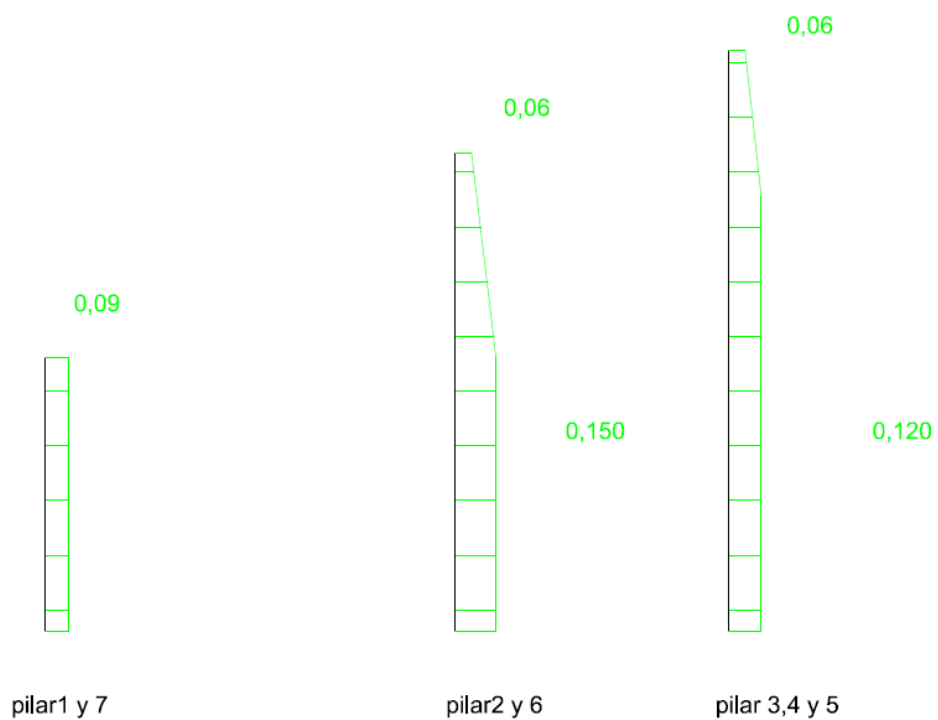
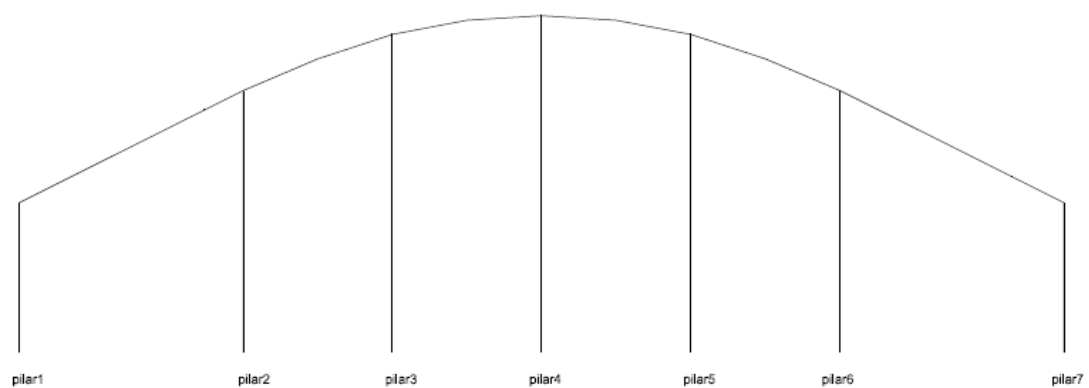
Plano zy

Pórtico lateral izquierdo(oeste):



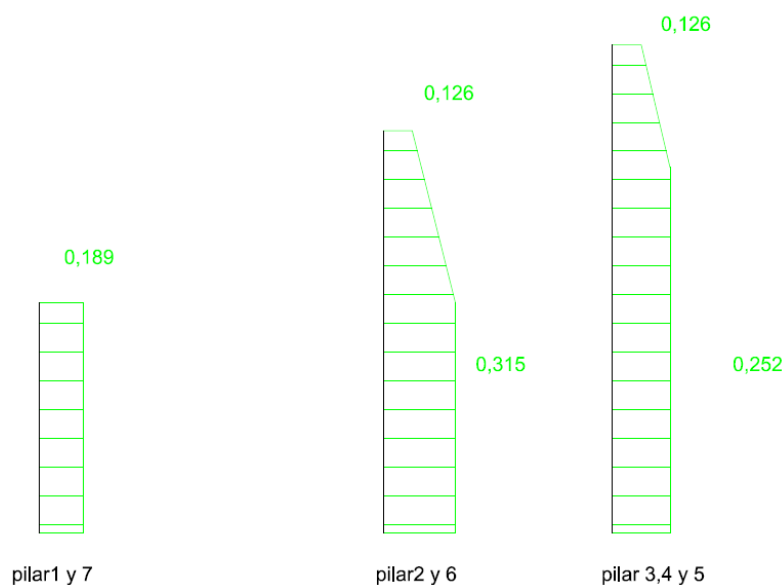
Plano zy

Pórtico fachada sur:



Plano xz

Fachada norte:



Plano xz.

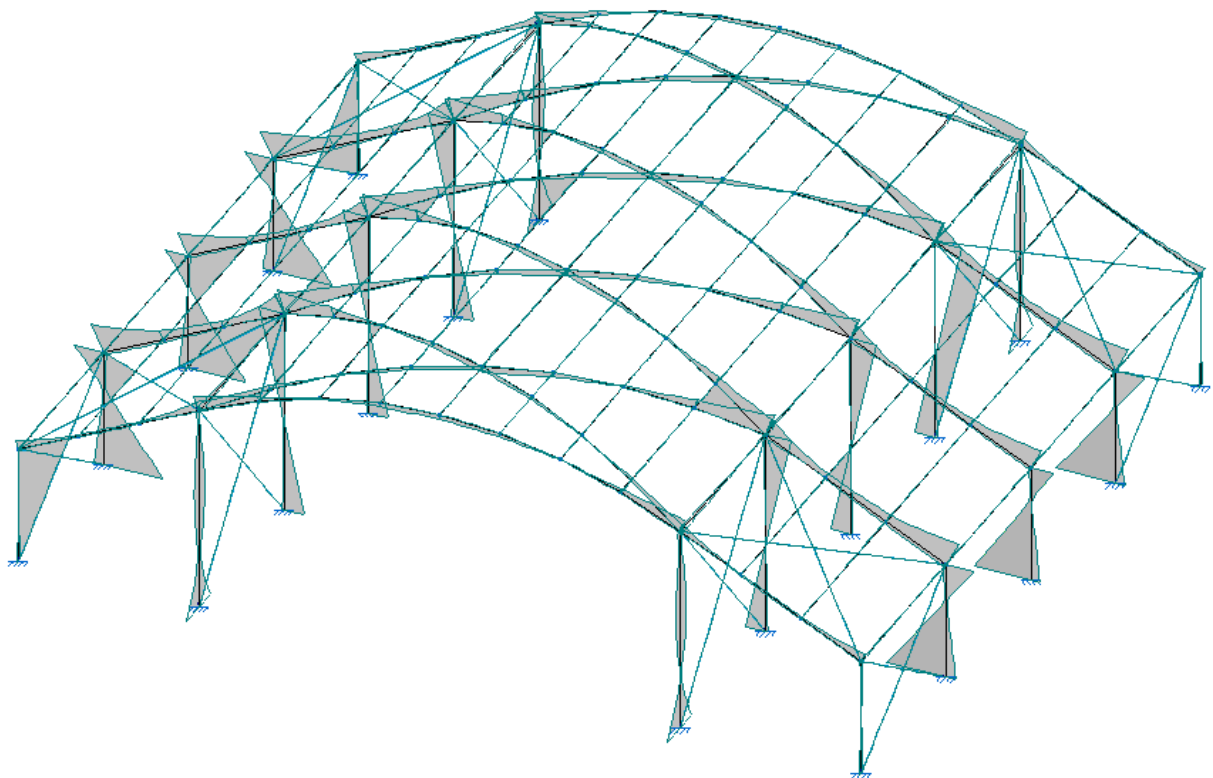
Una vez analizada como se reparten todas las cargas, llegamos a la conclusión que los esfuerzos de peso propio, sobre carga de uso y nieve se reparten de forma similar, así como las acciones de viento cuando este sopla en dirección totalmente opuesta, es decir que las barras soportan acciones muy parecidas cuando sopla a  $0^\circ$  y a  $180^\circ$  o son muy similares cuando sopla a  $90^\circ$  y a  $270^\circ$ .

Ya sabemos como se reparten las diferentes cargas sobre la estructura, pasamos entonces a analizar como trabaja esta. Para ello analizaremos:

- Envolventes de momentos en y.
- Flecha.

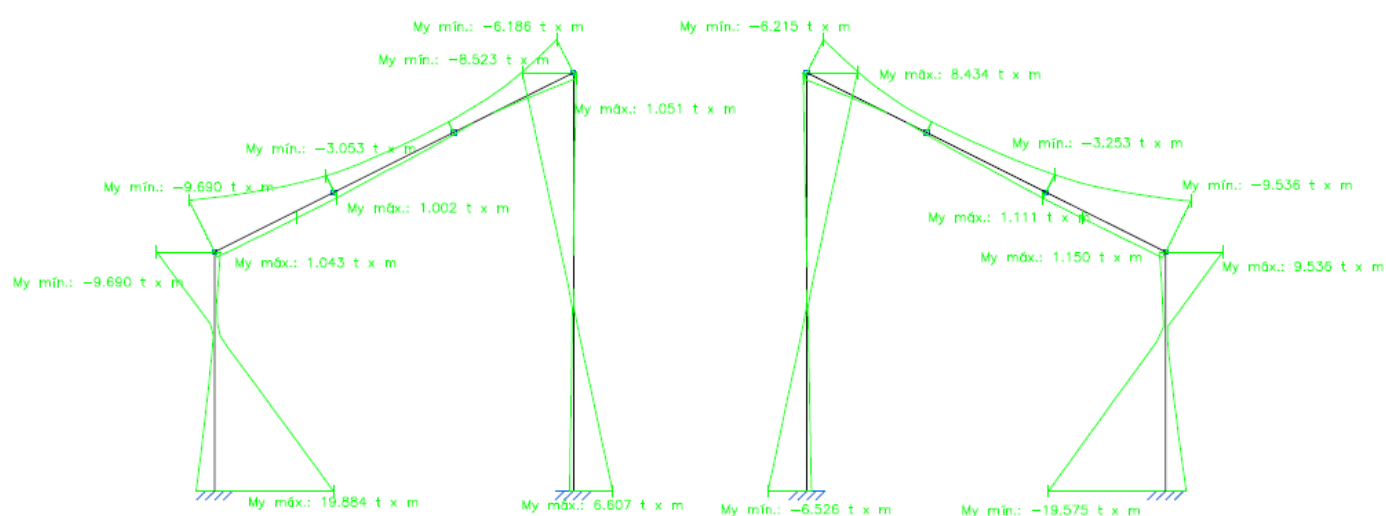
### ESTUDIO MOMENTOS:

En un primer tanteo la estructura calculada nos daba unos momentos como se aprecia en la siguiente imagen:



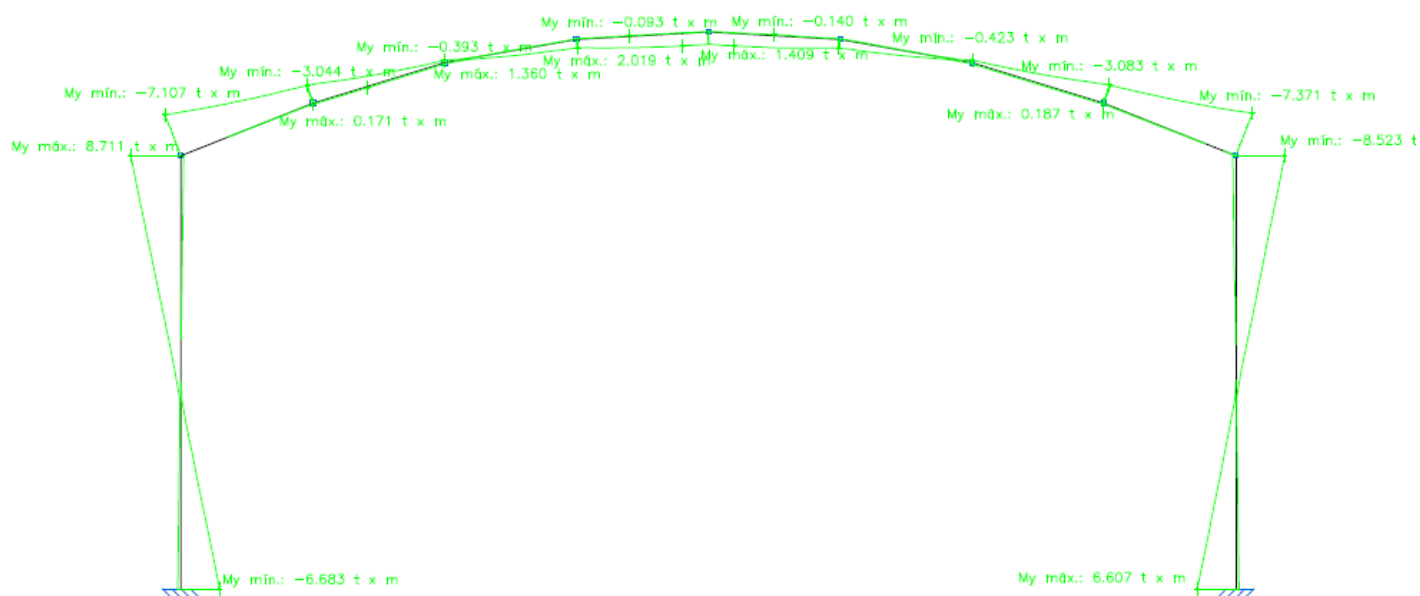
A primera vista se observa que los pilares soportan enormes momentos, lo que nos llevara a secciones grandes o una excesiva cimentación pero vamos a analizarlos más detalladamente:

Momentos en pórticos laterales:





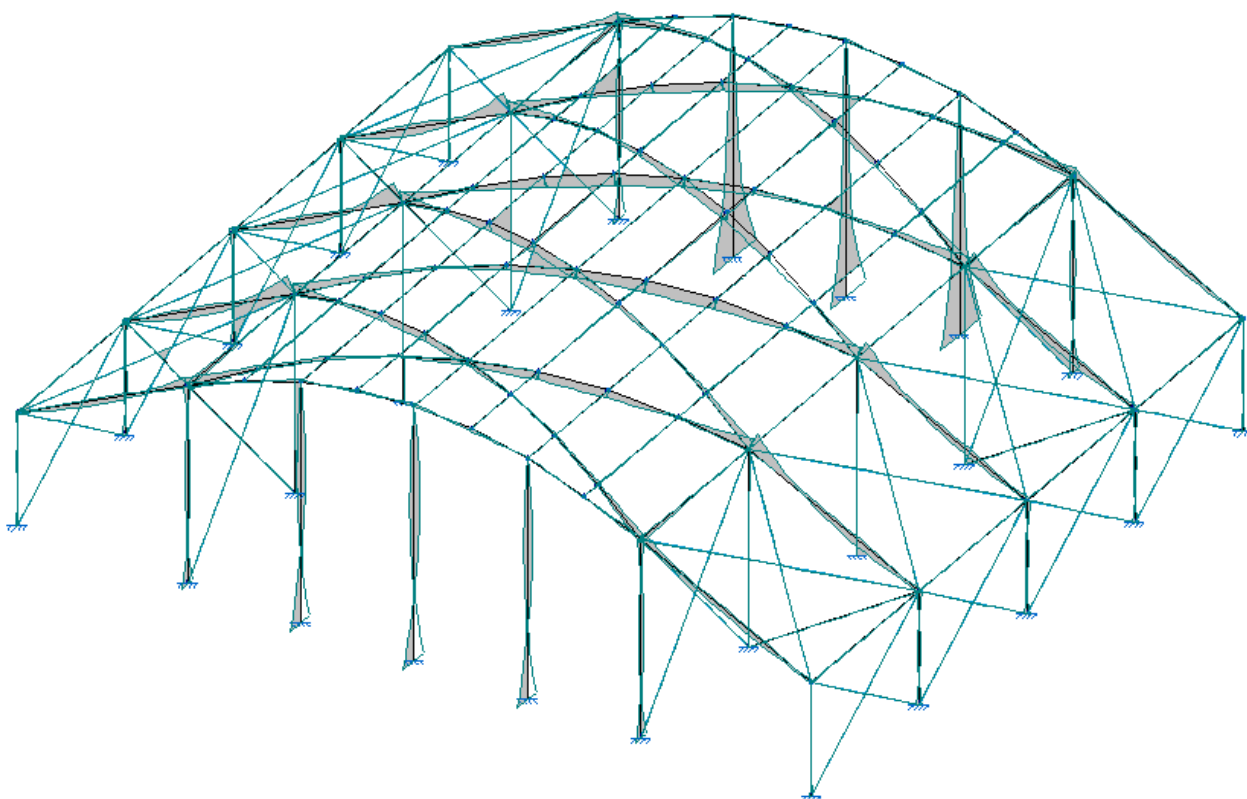
## Momentos en arcos cruzados:



En este análisis se observa claramente que los valores en la base del pilar son excesivos lo que nos afectara como hemos dicho tanto a la sección de estos como a la cimentación. Para solucionar el problema arriostramos todos los pórticos laterales mediante tirantes en las zonas donde se crea un rectángulo y mediante IPE arriostrando la zona creada entre los pilares del pórtico lateral.

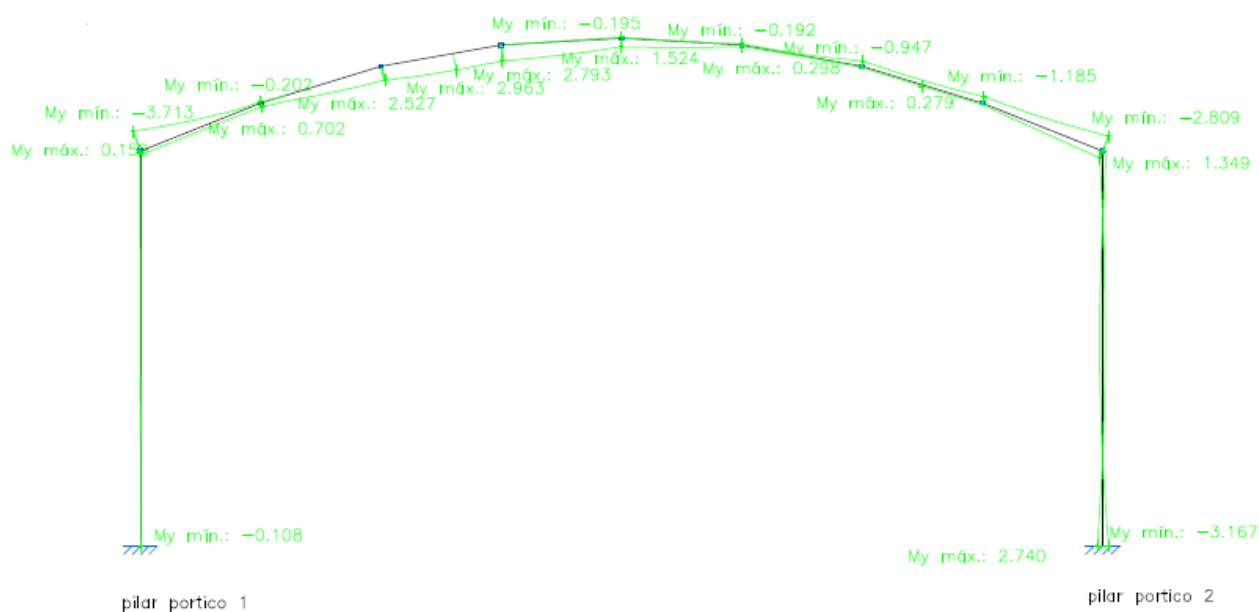
De esta forma se cuartea el movimiento convirtiéndose el pórtico en una viga donde arranca el arco.

Después de esta modificación la estructura responde a unos momentos y flecha como se exponen a continuación.

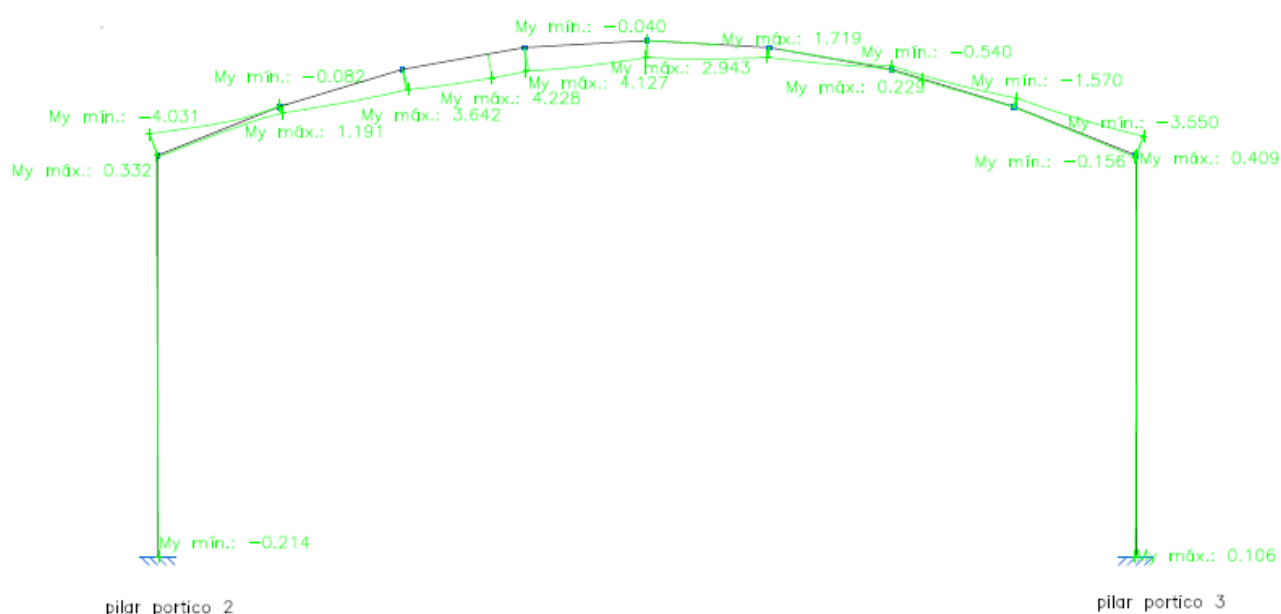


La siguiente imagen nos sirve para hacernos una idea de los esfuerzos a los que está sometida nuestra estructura. Pero para el estudio analizaremos más detalladamente sus partes.

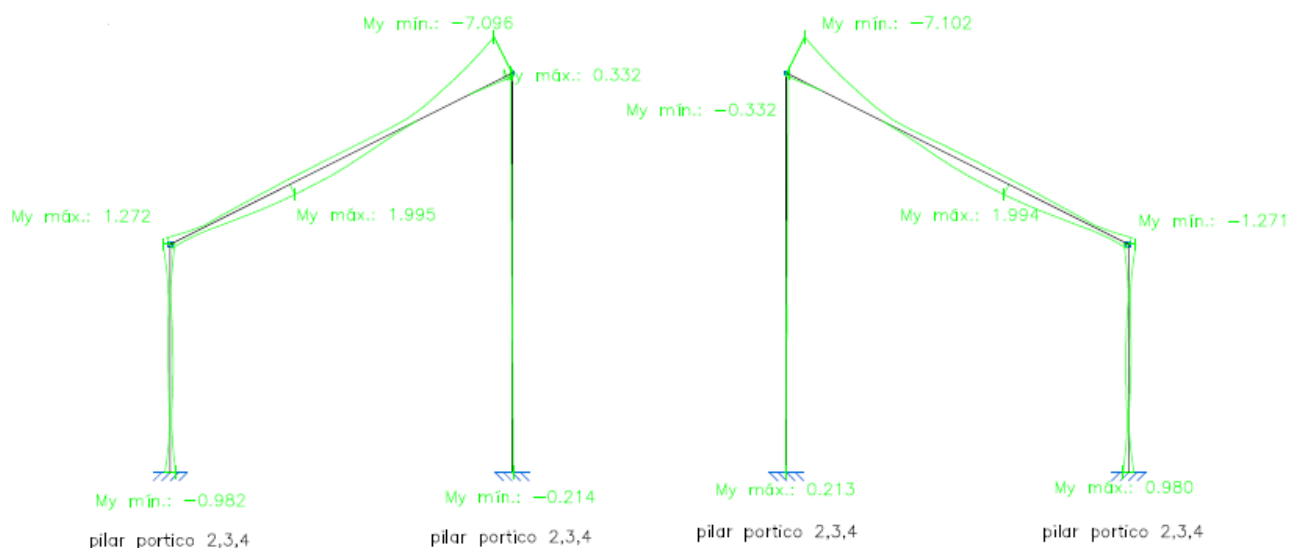
Envolvente de momentos (t x m) arco cruzado 1(arranque desde pórtico extremo):



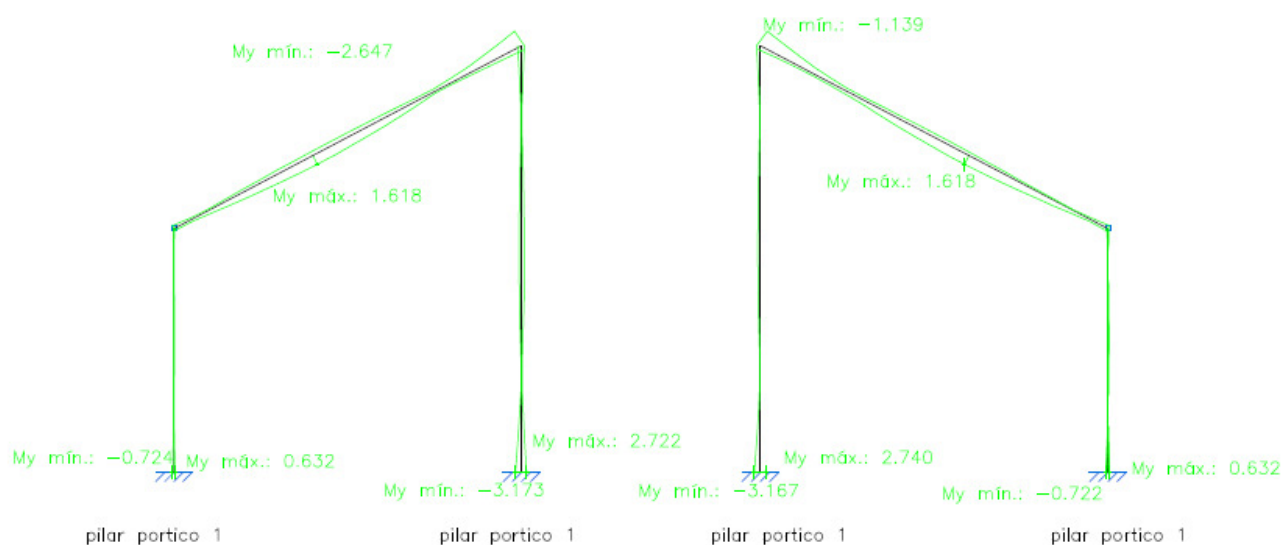
Envolvente de momentos (t x m) arco cruzado 2(arranque desde pórticos intermedios):



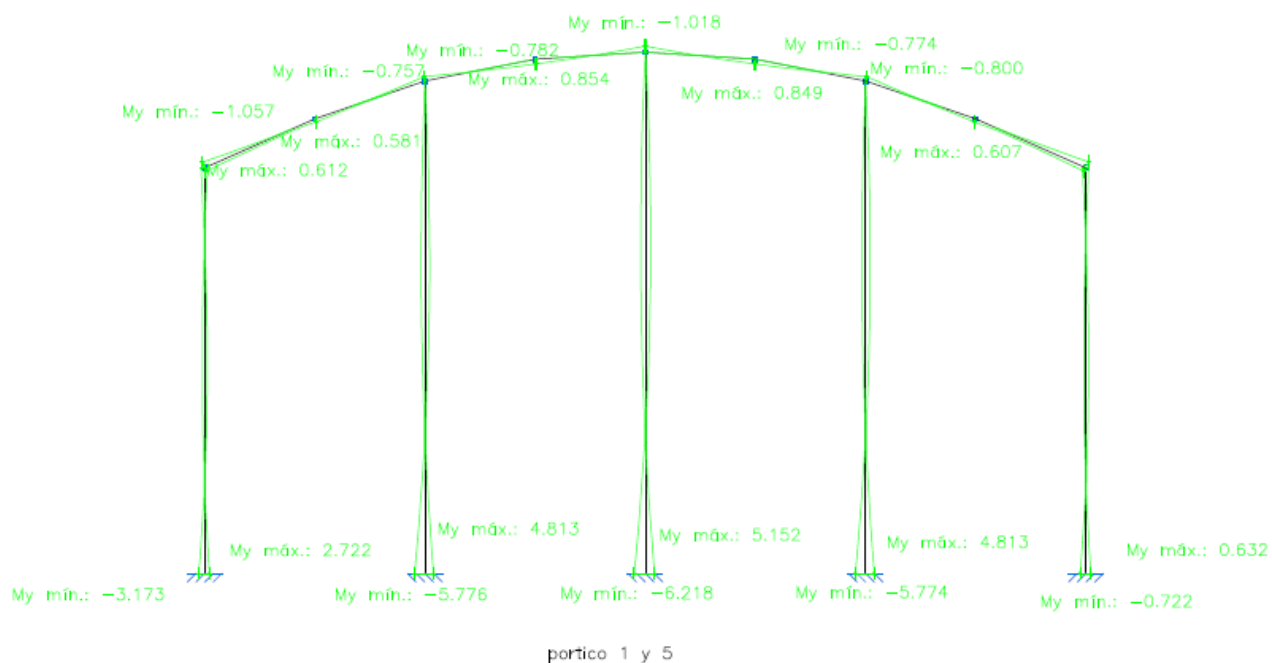
Envolvente momentos (t x m) en pórticos laterales intermedios:



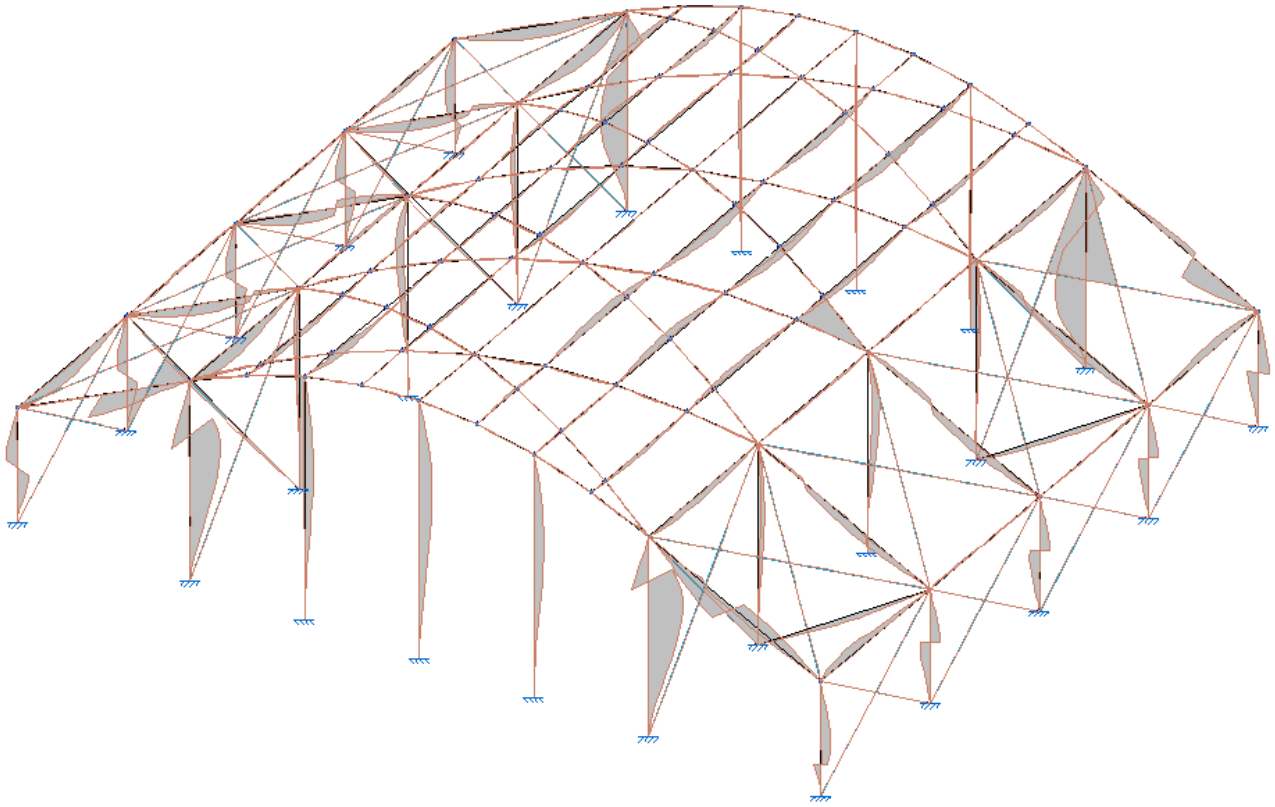
Envolvente momentos (t x m) en pórticos laterales extremos:



Envolvente momentos (t x m) arcos iniciales:



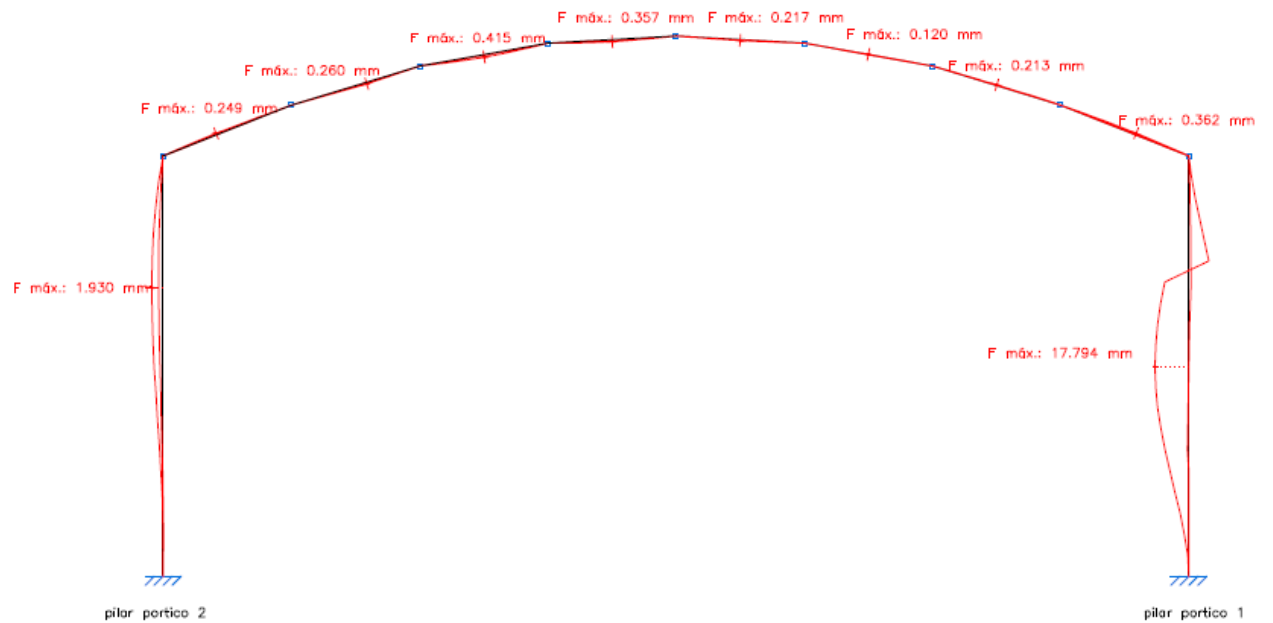
Pasamos entonces al análisis del valor de flecha para la estructura:



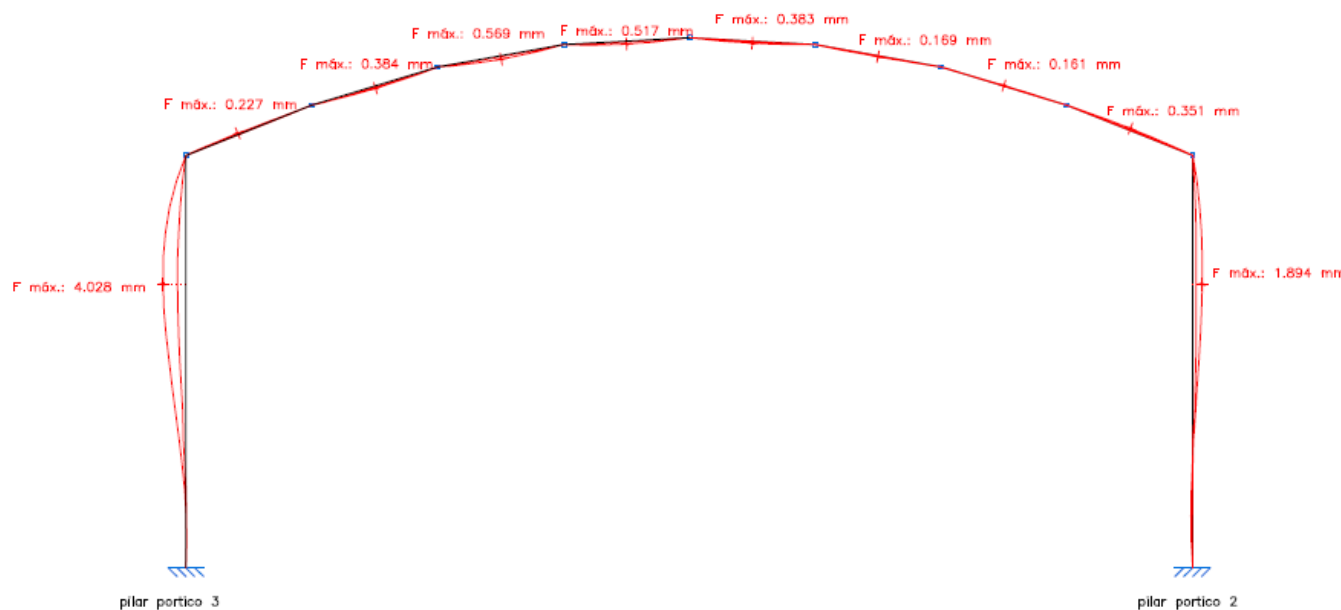
En la imagen se ve la flecha de las barras pero como en todo el análisis vamos a profundizar detallando zonas características:

- Arco cruzado.
- Pórtico hastial.
- Pórticos laterales intermedios.

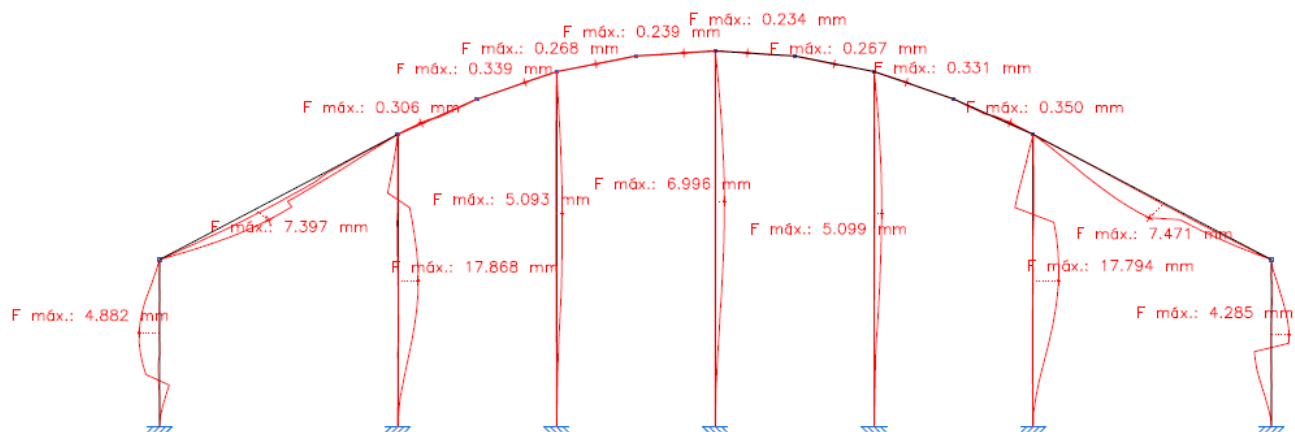
Arco cruzado(arranque pilar extremo):



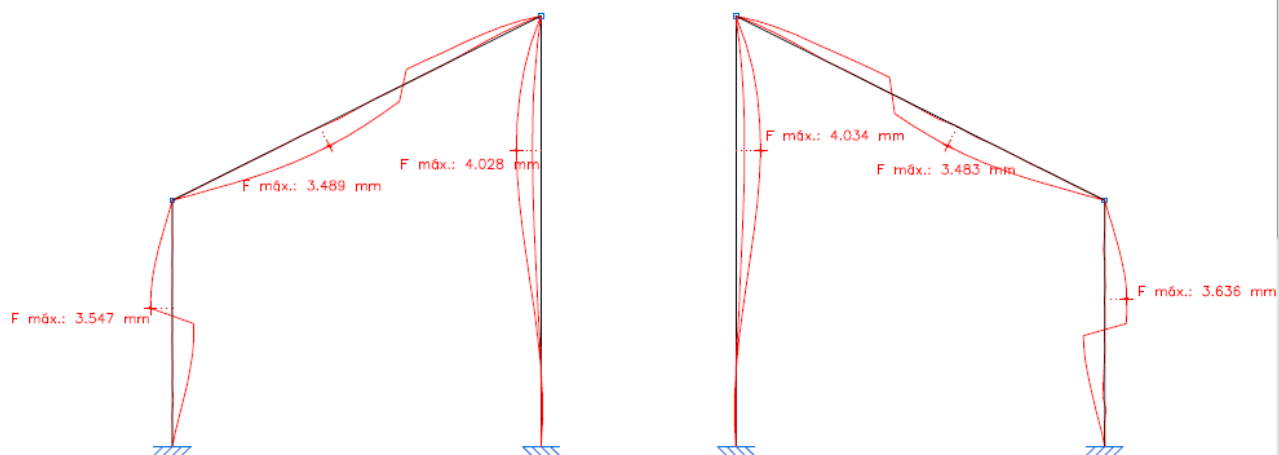
Arco cruzado(arranque pilar intermedio):



Portico hastial:



Porticos laterales intermedios:





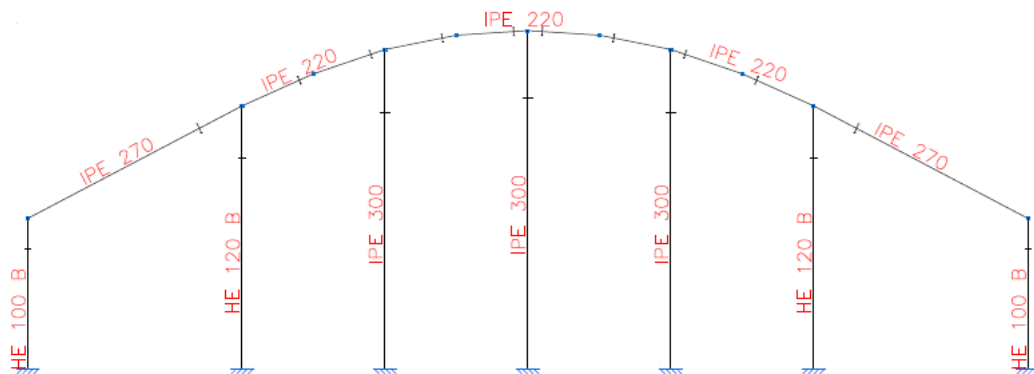


de los arcos para que este trabaje según su naturaleza. Por último ,para que la carga de viento se reparta mejor en los pilares del muro hastial se le añade a este 3 IPE 300.

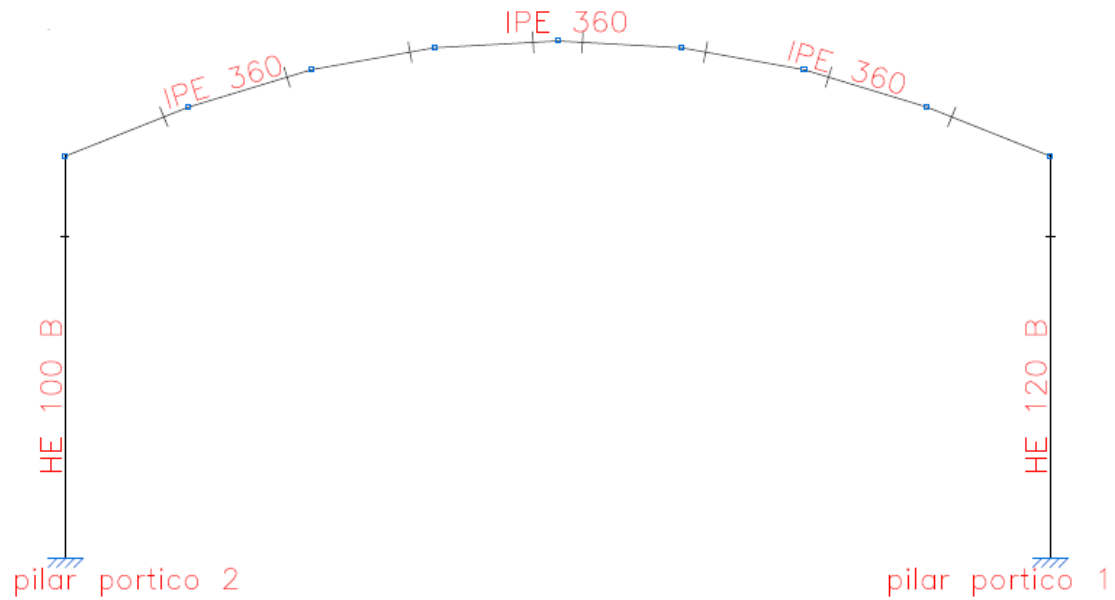
Siguiendo la metodología del análisis de esfuerzos y cargas analizaremos mas detalladamente:

- Pórticos laterales intermedios.
- Arcos cruzados.
- Arcos hastiales.

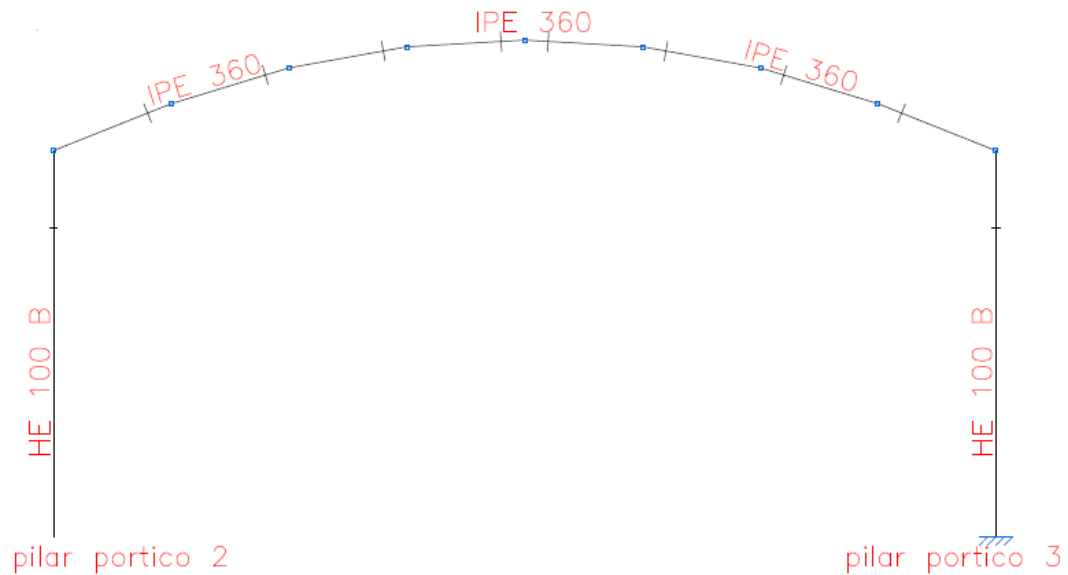
Pórtico hastial:



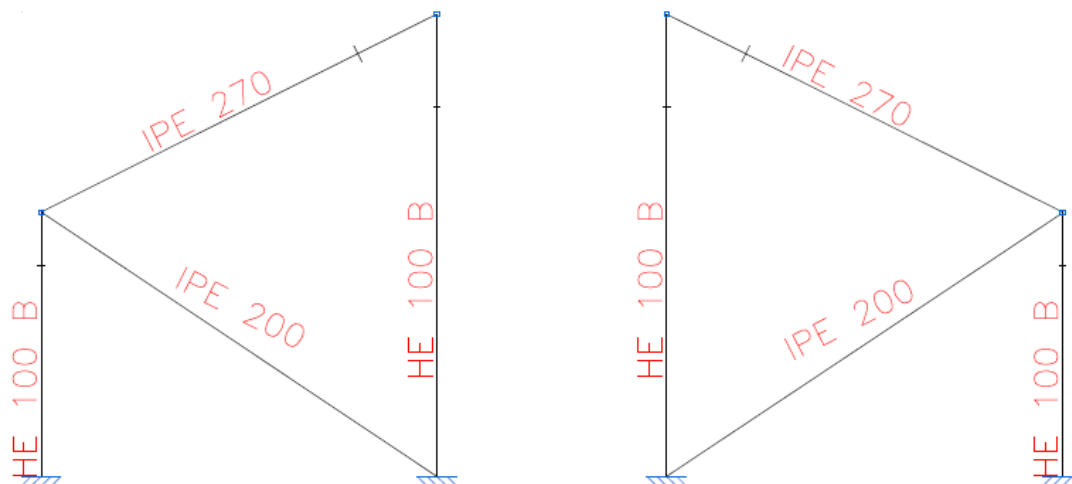
Arco cruzado 1(1 arranque en extremo):



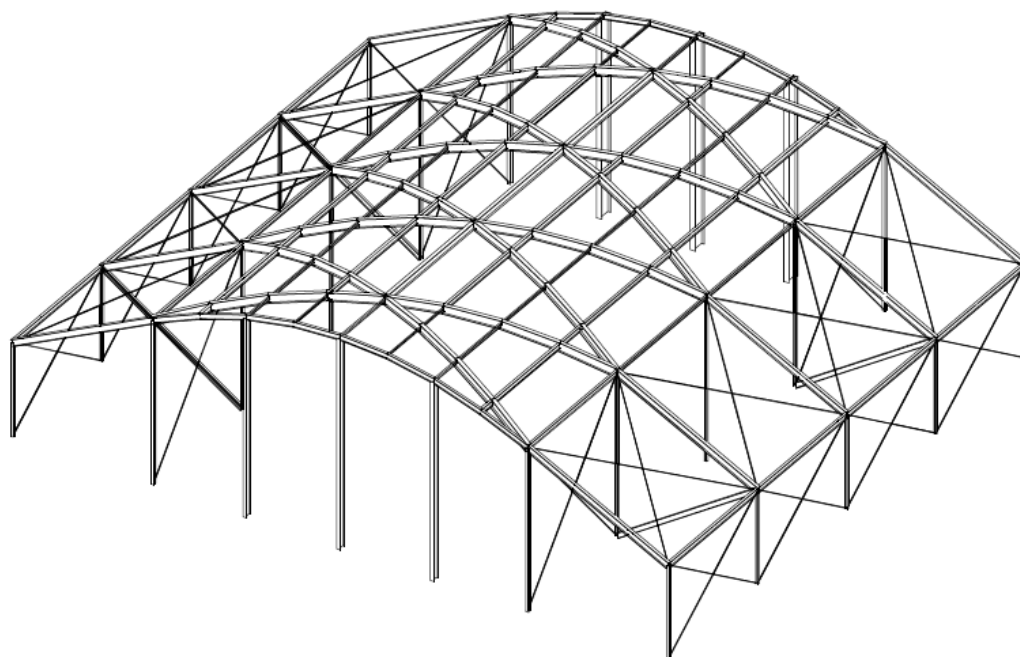
Arcos cruzados intermedios(arranque pilares intermedios):



Pórticos laterales intermedios:



Finalmente la forma de la estructura se asemeja a la siguiente imagen:



Cimentación:

El dimensionado se refleja en los planos adjuntos.

## 4. DOCUMENTACION DEL PROYECTO

### 4.1 MEMORIA

#### 1. OBJETO DEL PROYECTO

Debido a profundizar en los conocimientos de estructuras adquiridos durante la carrera, nos planteamos el estudio y elaboración de una estructura metálica apoyándonos en diferentes paquetes informáticos (CYPE 2011, Nuevo Metal 3D) para el dimensionado.

Este proyecto abarca el diseño estructural del edificio y a la estimación de los elementos constructivos necesarios para realizar la edificación.

Después de una comparativa previa de los distintos tipos estructurales dicha estructura está resuelta mediante pórticos metálicos de arcos cruzados, siguiendo nuestro proyecto un una similitud en cuanto a estética se refiere del Hangar de los cuatro vientos de Torroja (1949).

Dicho espacio está pensado con la finalidad de un pabellón donde pueda albergar una serie de actividades deportivas.

#### 2. UBICACIÓN

El pabellón se encuentra en la localidad de l' Alquería de la Contestà (La Safor) Provincia de Valencia.

#### 3. PARCELA

La parcela donde se ubica tiene 702 m<sup>2</sup> donde la superficie ocupada final es de 672m<sup>2</sup>.

Está situada en la avenida Ausias March Nº 25.

#### 4. DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto está compuesto por un espacio central destinado a la práctica de deportes, espacio resuelto mediante una cubierta curva a base de arcos cruzados, y dos espacios rectangulares adscritos a cada lado del espacio central en forma de caja rígida donde se ubicaran las diferentes salas. Estas cajas están resueltas mediante estructuras de pórticos metálicos que resuelven la cubierta a un agua.

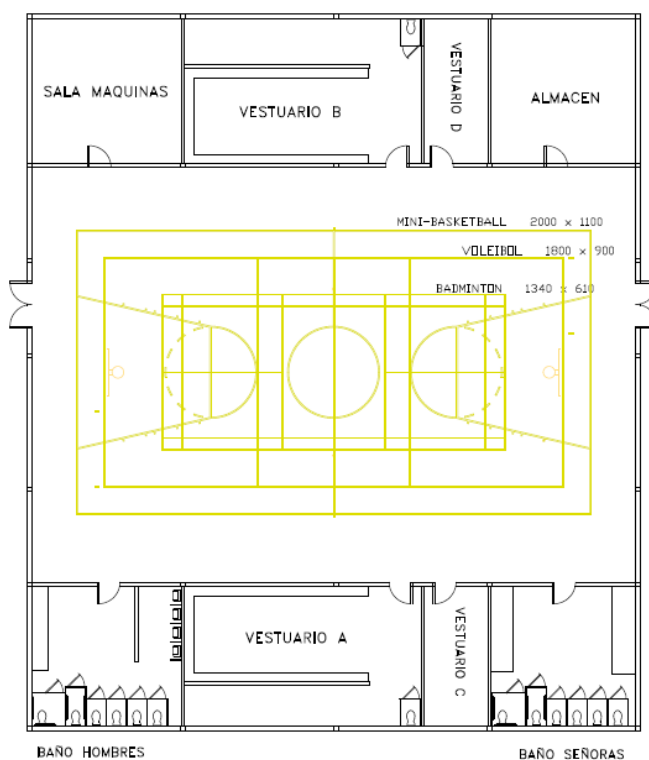
En el espacio central se ubica una pista de dimensiones 20 x 11 m destinada para la práctica de baloncesto. Dentro de esta y con unas dimensiones inferiores de 18 x 9 m se encuentra la pista de voleibol que tendrá inscrita la última de las pistas con unas dimensiones de 13,4 x 6,10 m destinada a la práctica del bádminton.

Los espacios laterales adscritos a la pista central están destinados para satisfacer las necesidades de los usuarios presentes así como de dar servicio a las instalaciones necesarias para el uso del pabellón.

Por tanto en una parte se situaran dos vestuarios. El vestuario A destinado a equipos con bancos, duchas, wc... y el vestuario C, individual con la intención de que sirva para el uso de una sola persona como pueden ser los árbitros.

Los dos espacios que se crean en las esquinas (dos cuadros de 6x6 m) estará destinado a cuadro de maquinas, donde se ubicara todo aquello relacionado con los contadores caldera... y el otro servirá de almacén para el distinto material deportivo.

Entonces queda definida ya una de las partes laterales, nos faltara conocer su parte homologa. De forma que la segunda pieza adjunta estará destinada para albergar los servicios públicos de hombres y señoras, en los espacios de las y dos vestuarios (B y D) como los anteriores, uno para equipos y el otro individual. La distribución descrita se asocia a la siguiente imagen:

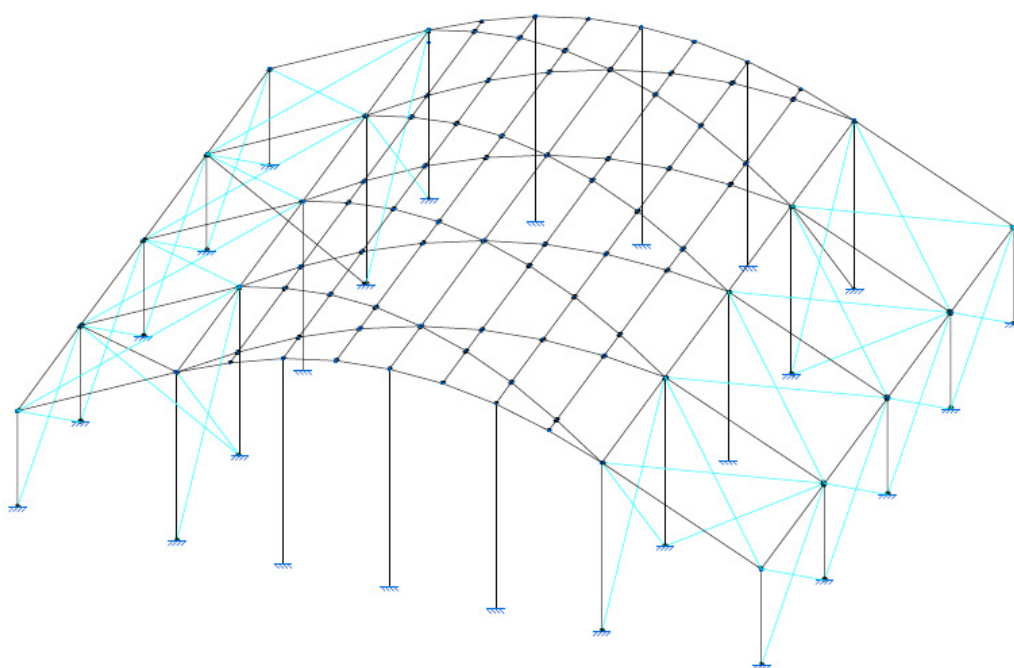


El proyecto se ha resuelto como se refleja en la figura siguiente. Se ha optado por una estructura en la que el principal protagonismo lo cobran los arcos cruzados que se apoyan en los pilares de unos pórticos rígidos laterales, consiguiéndose en la edificación una gran sensación de liviandad.

La zona de vestuarios para deportistas y jueces, así como parte de la sala de máquinas y aseos se ha integrado en el conjunto mediante una serie de pórticos que subrayan la singularidad de la estructura.

La superficie total construida será de 672m<sup>2</sup>(28 x 24m).

El edificio tendrá la entrada principal en la calle Ausías March y estará rodeado de una zona de aparcamiento para vehículos, además de un área de aparcamiento restringida tanto para vehículos de minusválidos como para bomberos o ambulancias en la entrada principal.



#### Cuadro de dimensiones

ZONA	Sup. útil m2
cuadro maquinas y baño hombres	32,99
Vestuarios C y D	14,12
Almacen y baño señoras	31,86
Vestuarios A y B	52,31
Pista central	382,99

En los cálculos del diseño de la estructura y la construcción del pabellón, tendremos en cuenta la siguiente normativa para cada una de las partes del proyecto:

- DB-SE-AE Acciones en la edificación
- DB-SE-C Cimientos
- DB-SE-A Acero
- DB-SI Seguridad en caso de incendio
- DB-SE Seguridad Estructural
- DB-SUA Seguridad de Utilización y Accesibilidad
- DB-HS Salubridad
- DB-HR Protección frente al ruido



## 5. DESCRIPCION DE LAS OBRAS Y MATERIALES

### 5.1 URBANIZACION EXTERIOR

Se han realizado las obras pertinentes de manera que la parcela responda a la condición de solar, por ello esta tiene alumbrado exterior, encintado de aceras pavimentadas, así como red de alcantarillado.

El viario se compone de calzada y aparcamientos terminado en aglomerado asfáltico en caliente, sobre los respectivos riegos asfálticos y una capa de zahorra de 15 cm de espesor. Las aceras serán de solado de baldosa hidráulica sobre solera de hormigón. Se completa la urbanización con la instalación de bocas de riego y contra incendio, recogida de aguas mediante colectores de PVC y arquetas sinfónicas todo ello conectado a la red general de alcantarillado e iluminación mediante postes de luz.

### 5.2 SUSTENTACION DEL EDIFICIO

#### Determinación de las características y resistencia del terreno.

Después de un estudio geotécnico elaborado por una empresa cualificada para ello se determina que el terreno está formado por tierra arcillosa, cuya resistencia es de 1.5kp/cm<sup>2</sup>.

Tensión admisible del terreno 1,5 kp/cm<sup>2</sup> correspondiente a un terreno de arcillas

Tamaño máximo de árido 30mm

Hormigón de limpieza H-20 (10cm espesor)

Hormigón HA-25

Acero Zapatas y vigas de atado B-400-S

Recubrimientos en zapatas y vigas de atado: 5cm

#### Preparación terreno

#### Movimientos de tierras.

### **Preparación de la zona de obra.**

Actualmente el terreno es un solar no edificado, por lo que no hay tareas previas de demolición, aunque sí será necesaria la preparación del terreno con la limpieza general de pequeños residuos que pueda haber. Estos residuos se retirarán con camiones.

A continuación se procederá al vallado del perímetro de la zona de obra. Este vallado será temporal mientras dure la obra cuyo objetivo es la prevención de robos de material de obra y el de impedir el acceso de personas no autorizadas.

### **Explanación y compactación del terreno.**

Es necesario un nivelado del terreno aunque en este caso el solar no presenta desniveles de importancia. La explanación del terreno será de 25 cm para nivelar toda la superficie con la ayuda de una motoniveladora.

Seguidamente se compactará el terreno con tal de conseguir un asentamiento para evitar que al edificar se produzcan movimientos de tierras. La compactación se hará con un rodillo compactador vibratorio autopropulsado.

### **Excavación de las vigas de atado canalización desagües.**

Las vigas de atado tendrán una profundidad excavada de 0.4m y una amplitud de 0.4m cuya longitud excavada será la distancia entre zapatas, rodeando todo el perímetro de la edificación.

Además se cavará una zanja de 0.4x0.4m cuya función será la de canalización las tuberías de fontanería y desagüe de las que se provee el edificio. La excavación se hará con una zanjadora de cadenas.

### **Excavación para las zapatas de cimentación.**

Se excavarán los pozos para las zapatas, vigas de atado y cimentación. Puesto que no hay edificios colindantes que condicionen el diseño de las zapatas, éstas serán zapatas centradas. Para las zapatas se excavarán:

La dimensión del canto según plano de cimentación adjunto al final de la presente memoria más 10 cm para el hormigón de limpieza.

Cimentación.

### **Zapatas y vigas de atado.**

La cimentación se realiza con un hormigón de limpieza H-20 en masa de 10cm para la nivelización del terreno. El proceso de cimentación para las zapatas lo completamos con un hormigón HA-25 y varillas de acero B-400-S dispuestas según planos.

De forma análoga, la cimentación de las vigas de atado las rellenamos con un hormigón de limpieza de 10cm y seguidamente se completa con un hormigón HA-25 y varillas de acero B-400-S dispuestas según planos.

### **Solera, pasando instalaciones de fontanería y desagües.**

Una vez se hayan completado las instalaciones de fontanería y desagüe por la zanja a través del subsuelo, procederemos a cubrir la superficie del edificio con hormigón armado.

La solera será de hormigón armado con armadura formando una malla de diámetro 6mm y acero B-500-T. El espesor de la solera será de 15cm.

## **5.3 ESTRUCTURA**

La estructura se levanta sobre una superficie de 24m de largo y 28m de ancho, lo que en total son 672 m<sup>2</sup> de superficie construida. La totalidad de la estructura se compone de acero de calidad S275, cuyas características técnicas se detallan a continuación.

Referencias:

E: Módulo de elasticidad

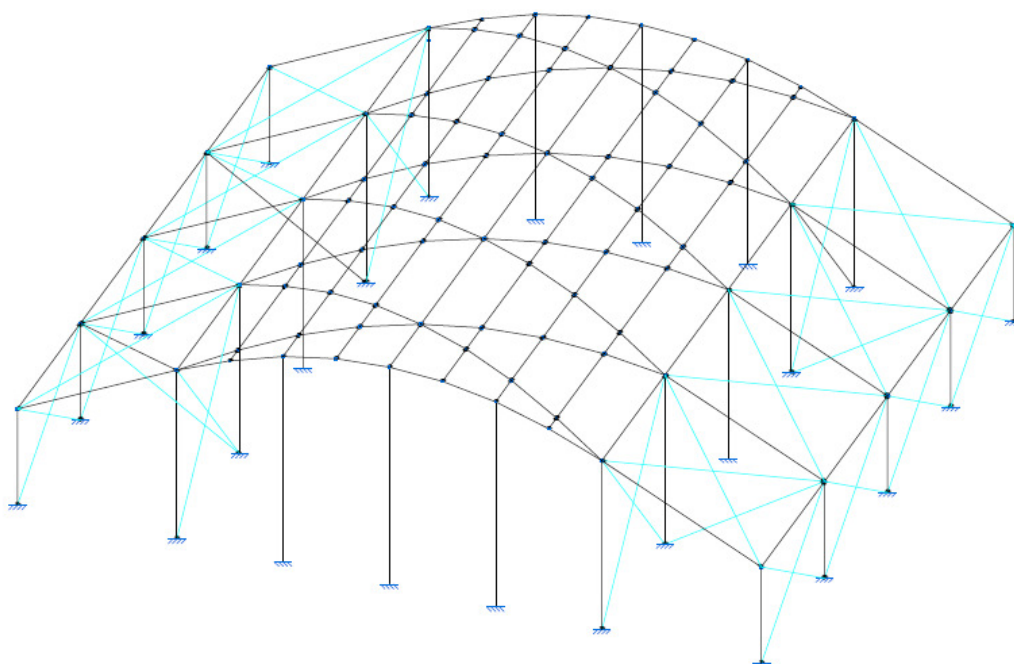
G: Módulo de cortadura

se: Límite elástico

a.t: Coeficiente de dilatación

g: peso específico

<b>Materiales utilizados</b>					
Material	E (Kp/cm <sup>2</sup> )	G (Kp/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_e$ (Kp/cm <sup>2</sup> )	$\alpha_t$ (m/m°C)	$\gamma$ (Kg/dm <sup>3</sup> )
Acero (S275)	2100000.00	807692.31	2803.26	1.2e-005	7.85



Como se ha dicho, la superficie cubierta es de 672 m<sup>2</sup> (28 x 24 m). La altura de arranque de cubierta será de 7m en su punto más bajo, arranque del arco sobre los pilares interiores de los pórticos adjuntos a la sala central, con una altura máxima en cumbrera de 9 m; esta cota se alcanza sobre la pista central destinada a la práctica de los deportes, satisfaciendo la necesidad exigida por la cual debe existir una altura de 7 m libre de obstáculos sobre la zona deportiva.

La estructura del edificio es metálica con acero 275, tanto en pilares, dinteles, jácenas y arcos, así como correas, arriostramientos y vigas.

Los arcos son de directriz circular, con un rebajamiento (relación flecha/luz) de un octavo, proyectados con perfiles IPE 360. Los pórticos laterales, separados 6 m, están constituidos por dinteles IPE 220 en el exterior y IPE 200 en el interior con soportes HEB 100 interiores sobre los que apoyan los arcos cruzados y soportes HEB 100 en el exterior.

En los pórticos hastiales aparecen pilares IPE 300 que absorben los esfuerzos producidos por las cargas del viento frontales.

Las cajas laterales se arriostran mediante tirantes en forma de L para conseguir que estos dos cuerpos se comporten como una viga rígida donde arranque el arco. De esta forma el arco trabaja siguiendo su naturaleza propia ya que con dicho arriostramiento impedimos que se produzca desplazamiento alguno en los arranques.

Las correas de la cubierta las distribuimos longitudinalmente por la cubierta de la estructura.

Las correas de la cubierta que sirven como sujeción del panel de cubierta también tienen la función de proporcionar rigidez a la estructura.

### **Perfilería.**

Para simplificar la construcción de la estructura aplicamos los siguientes criterios:

- Se utilizará el mismo tipo de acero (S275) en toda la estructura.
- Todos los pilares de los pórticos tendrán el mismo perfil HEB.
- Pilares hastiales mediante IPE.
- Los arcos Y Vigas de los pórticos laterales serán IPE.

Así resumiendo tendremos unos perfiles según la zona y cargas que responden a:

Pilares: HEB 100, excepto pilares extremos arranque del arco HEB 120

Arcos: IPE 360 cruzados, IPE 220 hastiales

Vigas: IPE 220 parte exterior del pórtico, IPE 200 parte interior

Correas cubierta: Z 140 X 2

Tirantes: L 20 X20 X 3

En planos adjuntos a la presente memoria podemos conocer más detalladamente la dimensión de cada elemento estructural.

Tendremos en cuenta las siguientes consideraciones sobre la solución constructiva adoptada.

- Las uniones entre las barras se realizarán por soldadura, excepto en aquellos casos en los que las piezas se proporcionen ya ensambladas desde el taller.
- Será necesario pintar las barras de la estructura con pintura minio anti óxido.

#### 5.4. SANEAMIENTO

El saneamiento unitario de aguas pluviales y fecales se realiza con canalones de chapa de zinc, bajantes y red horizontal de P.V.C. arquetas de registro y arquetas sumidero para la recogida de aguas procedentes de la zona de aparcamientos.

#### 5.5. ALBAÑILERIA

Los pórticos del pabellón se componen de pilares HEB. Para completar los cerramientos laterales lo hacemos con un muro formado por placas de hormigón prefabricado que se levantan hasta la cubierta. A estas placas de hormigón le añadimos paneles de hidropanel por la parte interior del edificio para mejorar el aspecto e incrementar el aislamiento acústico, térmico y resistencia frente al fuego. De esta manera los pilares de la estructura quedan entre las placas de hormigón y sujetas por medio de anclajes metálicos por la parte exterior del edificio. Las placas de hidropanel se instalan por la parte interior aumentando la resistencia frente al fuego al incrementar el tiempo de resistencia de la estructura en caso de incendio ya que el pilar queda por detrás de la placa de hidropanel.

Los cerramientos exteriores laterales se componen de los siguientes elementos:

Placas de hormigón prefabricado.

Las paredes se levantarán con placas de hormigón prefabricado con las dimensiones mostradas en la figura. En la utilización como cierre, esta tipología de paneles va fijada a la estructura con anclajes metálicos de expansión normalmente galvanizados.

Pueden colocarse verticalmente u horizontalmente, aunque en nuestro caso se colocarán verticalmente. En las esquinas se puede utilizar la cantonera de los paneles de molde. Se ha recurrido al catálogo de placas de hormigón para cerramientos verticales de la empresa *Hormipresa*.

A continuación se muestra la tabla de las dimensiones comerciales:

Tipo	Peso KN/m <sup>2</sup>	Long. máx L m.	Aisl. térmico Kcal/h °C m <sup>2</sup>	*Aisl. acústico dbA	Resistencia al fuego Ei-min.
MP 16	2,62	9	2,66	46,7	120
MP 20	2,97	11	2,57	48,7	180
MP 25	3,68	13	2,45	52,2	240
MP 30	4,15	15	2,36	54,2	240
MPAR 16	1,57	9	1,98	38,3	120
MPAR 20	1,78	11	1,89	40,4	180
MPAR 25	2,21	13	1,74	44,0	240
MPAR 30	2,50	15	1,66	46,0	240

Para nuestro proyecto escogeremos el MP16 es decir una placa de 16cm de ancho con cámara de aire, por lo que cumpliremos con la exigencia acústica fijada en los condicionantes funcionales previos. Además la altura máxima de cumbrera para nuestro pabellón es de 9 m, por lo que deberemos cortar las placas para adaptarlas a la forma del muro.

Por lo tanto colocaremos módulos de placa de 120 x 16 cm con altura variable según forma exigida.

Los acabados exteriores serán del tipo de árido visto

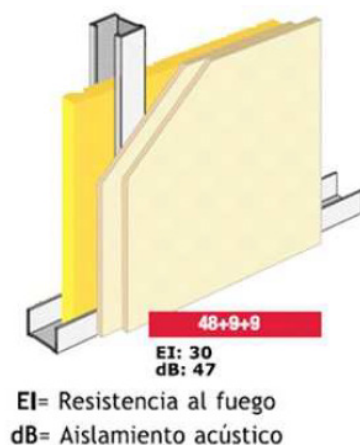
### **Hidropanel con aislante de lana de roca.**

Se ha elegido hidropanel con aislante de lana de roca tanto para cubrir interiormente los bloques de hormigón de las paredes del pabellón como para los tabiques y arquitectura interior.

Las ventajas que ofrece hidropanel frente a otros materiales y sistemas constructivos se desglosa a continuación:

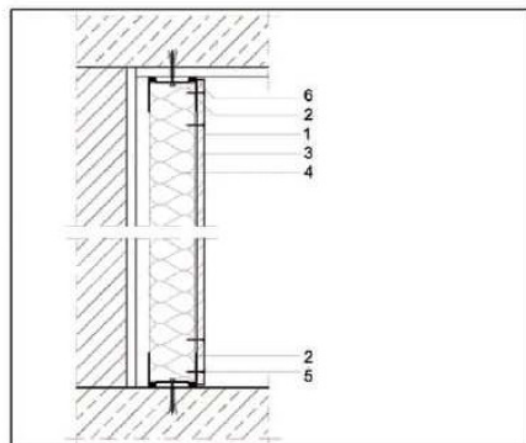
- Beneficio de construcción en seco.
- Se usa un solo panel para todas las aplicaciones.
- Amplia gama de medidas y cantos biselados a 2 y 4 lados.
- Optimiza el espacio útil disponible.
- Fácil instalación.
- Cumple los requerimientos del CTE.
- Es un producto A2 en materia de resistencia al fuego, con valores superiores a 120 minutos.
- Resistente a los impactos durante su instalación, transporte y uso. Puede soportar cargas pesadas.
- No se deforma, no se agrieta ni se desintegra. A prueba de putrefacción, hielo y resiste el moho, bacterias, insectos y alimañas.
- Ofrece ventajas a los sistemas de aislamiento acústico.

El sistema constructivo en paredes del pabellón se compondrá como muestra la figura.

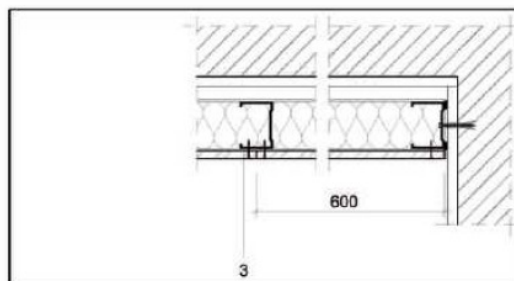


El sistema de montaje del muro de hidropanel recubriendo la superficie del muro de hormigón internamente se detalla en el plano constructivo siguiente.

Trasdosado (sección vertical)



Sección horizontal



La cubierta del pabellón se realiza con panel sándwich montado “in situ” con panel de doble chapa de acero prelacado con aislamiento térmico en el interior.



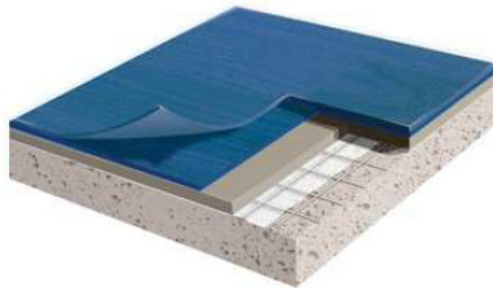
## 5.6. SOLADOS Y ALICATADOS

### Pavimentación.

En cada una de las zonas claramente diferenciadas del pabellón se colocarán distintos suelos.

Pista pabellón:

En la pista se colocará un material específico para pistas indoor. Taraflex es un pavimento especializado superficies para uso deportivo.



El pavimento Taraflex cumple la normativa UNE41958IN en materia de absorción de impactos (no menor del 25%) en los puntos elásticos y del 40% en el resto.

Entrada y zona de vestuarios:

La pavimentación se completará con baldosado en la entrada al pabellón y en las dependencias de las instalaciones.

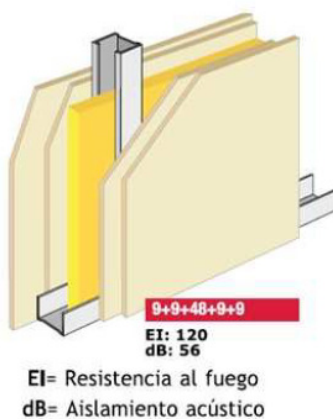
## Tabiques y techos bajo cubierta.

La única zona interior donde se levantarán tabiques y techos es en la zona de servicios donde ubicamos las siguientes dependencias:

- Zona de administración.
- Vestuarios y servicios.
- Almacén material.
- Cuarto de maquinas

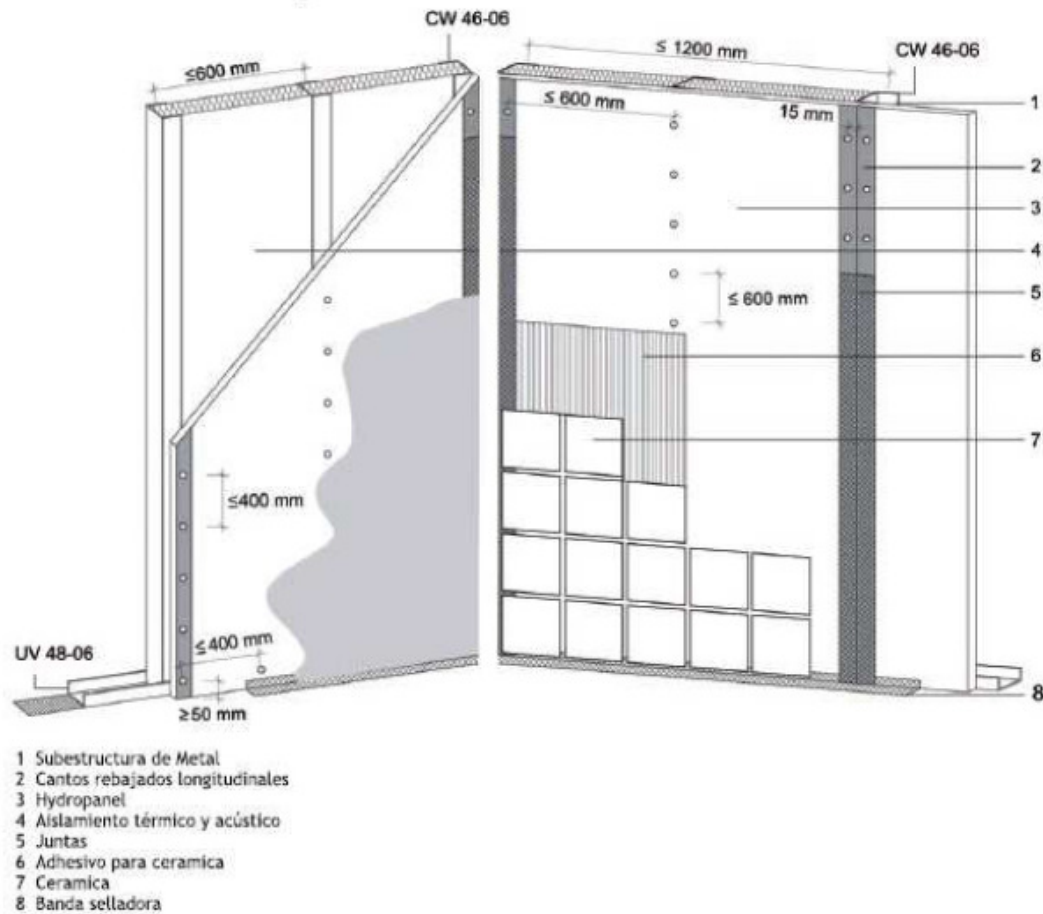
Es decir en todas aquellas salas que se incluyen dentro de los dos cuerpos laterales.

El sistema constructivo de los tabiques y techos se basa en dos placas de hidropanel a ambos extremos con aislante interior.



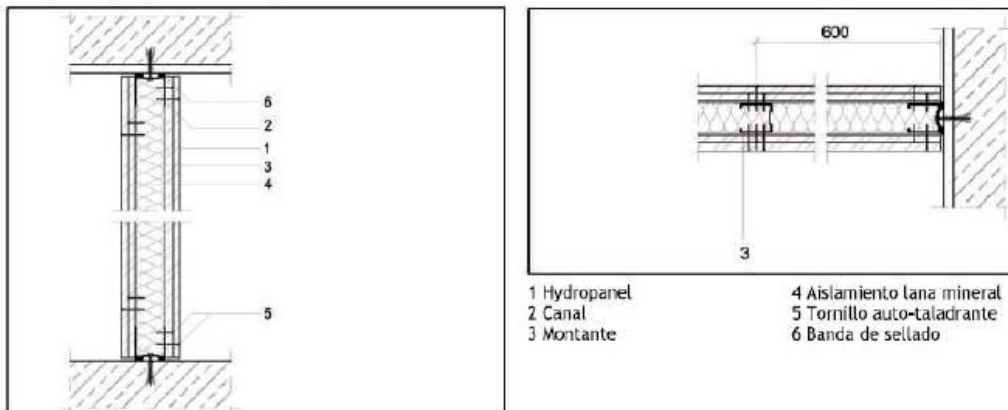
La construcción del tabique se detalla en el siguiente plano descriptivo

### Construcción del tabique



El detalle en sección del tabique y techo de hidropanel es el siguiente:

Tabiques simples (sección vertical)



## 5.7 SISTEMAS DE ACONDICIONAMIENTO E INSTALACIONES

### Instalaciones para vestuarios

En los vestuarios no se instalarán platos de ducha sino que serán de obra.

En cada vestidor de grupo debe haber:

- 1 váter
- 1 lavamanos
- 6 duchas
- 17m de banco
- 30colgadores
- 2 armarios grandes

Se instalarán calentadores de agua para cumplir la normativa de la Generalitat que recomienda una temperatura de agua en las duchas de 38°C.

Todos los grifos a disposición pública deben tener un sistema de cierre automático transcurridos unos segundos con el objetivo de racionalizar el consumo de agua. Además deben contar con sensores de presencia para su encendido.

### Protección pasiva anti incendios

Como protección pasiva del sistema estructural para evitar el colapso del edificio recubriremos todas las barras de la estructura con una pintura intumescente.

La pintura intumescente se aplica sobre superficies metálicas interiores previamente imprimadas con anticorrosivo de calidad PD-2000, anticorrosivo epóxico o anticorrosivo alquídicos (sintéticos). Aplicable sobre estructuras metálicas soportantes. En ambiente de baja agresividad se recomienda aplicar un Anticorrosivo Sintemar C.

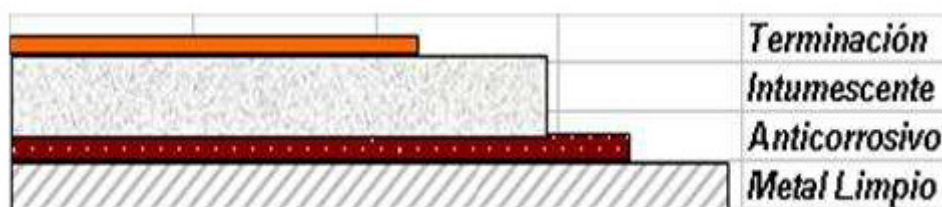
Las superficies deberán estar libres de cualquier contaminante, polvo, grasa, pintura suelta o mal adherida en el momento de la imprimación.

El método de aplicación de la pintura intumescente es diluyendo de 5 a 10% con agua. Aplicar mediante brocha, rodillo o equipo Airless en sucesivas capas delgadas. Esperar al menos 8 horas antes de aplicar segunda mano.

No se debe aplicar en condiciones climáticas desfavorables. La temperatura debe estar sobre los 10°C, y la humedad relativa del aire debe ser menor a 80%. El espesor de aplicación depende de la resistencia al fuego solicitada (RF15 a RF90).

Finalmente la pintura intumescente debe ser protegida con sello de terminación.

La siguiente figura muestra la superposición de las capas de imprimación necesarias para proteger la estructura.



## 5.8. CARPINTERIA, REJAS Y BARANDILLAS

En las fachadas orientadas a norte y sur instalaremos unas ventanas de acero galvanizado para incrementar la iluminación natural. Las ventanas se colocarán entre muros de hormigón, a lo largo del pabellón. Los premarcos de las ventanas se collarán a pilares laterales

Las ventanas tendrán protección solar para evitar las ganancias en verano y evitar la entrada de luz directa al espacio deportivo.

Las puertas de paso interiores de dimensiones 90 x 210 cm. se realizarán en madera de sapelly.

Las puertas exteriores, de dimensiones 180 x 210 cm, serán de doble chapa de acero pintada al esmalte sobre imprimación.

Las ventanas serán de aluminio esmaltado en blanco.

Los ventanales fijos se realizarán en acero inoxidable con acristalamiento doble con cristal climalit.

## 5.9. FONTANERIA Y APARATOS SANITARIOS

La instalación de fontanería para conducción de agua se realizará con polietileno en agua fría y acero galvanizado en agua caliente, con sus correspondientes llaves de corte en cada local húmedo e inodoros, mientras que la evacuación de aguas fecales y pluviales se realizará mediante tubería de P.V.C. Sanitario.

Los aparatos sanitarios serán tipo Roca Victoria o similar, en color blanco y la grifería tipo Roca Monodin o similar.

El canalón será oculto de chapa de acero galvanizado de 0.6 mm de espesor de 100 cm de desarrollo.

## 5.10. VIDRIERIA

Los vidrios de todas las ventanas serán tipo Climalit de 4'6'4 mm y cristanina de 6 mm en puertas.

## 5.11. ESCAYOLAS Y PINTURAS

Los falsos techos serán de escayola lisa con moldura sencilla y juntas de dilatación en los espacios más grandes.

La pintura interior será plástica lisa en colores a elegir por la dirección facultativa.

## 6. INSTALACIONES ESPECIALES

Se colocará un pararrayos en la parte superior del pabellón. Adicionalmente a los sistemas constructivos dotaremos al pabellón de los siguientes equipamientos técnicos:

- El pabellón tendrá un sistema de megafonía para dar avisos.
- Se dotará al edificio de ventilación forzada tanto en la pista como en los vestuarios que aporte el volumen de renovación de aire especificado en las condiciones de uso del edificio.
- Se deberá disponer de contadores internos y de calorías de agua para medir los principales consumos.

## 7. ILUMINACION

La iluminación artificial se realizará con regletas de tubos fluorescentes de 36 W y proyectores de 400 W en el interior del edificio y con báculos de 10 m de altura, con lámpara de 250 W para el exterior del edificio.

## 8. NORMATIVA GENERAL

- DB-SE A. “Seguridad estructural acero”
- EHE. “Instrucción de Hormigón Estructural”
- “Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión”
- NTE-ISS. “Instalaciones de Salubridad. Saneamiento”.
- DB SE-AE. “Seguridad estructural Acciones en la Edificación”
- DB SI. “Seguridad contra incendios”
- DB HS. “Salubridad”

## 4.2 PLANOS

Adjuntamos los siguientes planos al final del documento:

- 1) Planta alzado
- 2) Planta
- 3) Alzado norte
- 4) Alzado oeste
- 5) Planta estructural
- 6) Sección estructural 1
- 7) Sección estructural 2
- 8) Sección estructural 3
- 9) Cimentación
- 10) Detalles de zapatas
- 11) Detalles de zapatas
- 12) Detalle de zapatas y anclajes
- 13) Detalle de zapatas y vigas centradoras
- 14) Detalle de zapatas y vigas riostras
- 15) Detalle de placas de anclajes
- 16) Cuadro resumen



## 5. CONCLUSIONES

Como conclusión a este proyecto final de grado puedo decir que este me ha servido de enlace entre los conocimientos de estructura adquiridos durante la carrera y el verdadero mundo laboral, ya que a través del proyecto y con el uso de una herramienta informática como es el Nuevo Metal 3d (CYPE 2011) he obtenido el dimensionado de una estructura real para un proyecto que se podría construir en la localidad elegida.

Por otra parte me ha servido para llegar a la conclusión que hoy en día la economía es realmente quien marca las pautas de un dimensionado, adoptando soluciones lo mas económicas posibles en lugar de la solución más optima en cuanto a esfuerzos y solicitaciones.

El presente proyecto me ha servido también, para conocer mejor el comportamiento de un elemento estructural tan básico como es el arco, aprendiendo que lo singular en si no es su forma curva sino su manera que tiene de trabajar, por la aparición de unos esfuerzos horizontales cuando en realidad está sometido a esfuerzos verticales.

Por último me gustaría agradecer el trabajo prestado por Ricardo Perello, por sus servicios prestados y por servirme como guía del presente proyecto.

## 6. BIBLIOGRAFIA

Argüelles Álvarez, Ramón; Análisis de estructuras : Teoría, problemas y programas.  
Madrid : Fundación Conde del Valle de Salazar , 1996

Argüelles Alvarez, R; Cálculo de estructuras.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Madrid. 1981.

Argüelles Alvarez, R Estructuras de acero : cálculo, norma básica y eurocódigo - Vol. 1 Madrid :  
Bellisco , 1999

Argüelles Álvarez, Ramón; La estructura metálica hoy.  
Madrid : Bellisco , 1975

Calavera Ruiz, José; Cálculo de estructuras de cimentación  
(Madrid) : INTEMAC , 1987

Fernández Casado, Carlos; Calculo de arcos  
Madrid : Dossat , 1955

Instrucción de hormigón estructural EHE 2008. Ministerio de Fomento. Madrid 2008

Nonnast, Robert; El proyectista de estructuras metálicas  
Madrid : Paraninfo , 1987

Torroja Miret, E; Razón y ser de los tipos estructurales. 8ª edición.  
Colección Textos Universitarios, nº 13. Consejo Superior de Investigaciones  
Científicas. Instituto de Ciencias la Construcción «Eduardo Torroja». Madrid 1996.

CYPE ingenieros.2011.Nuevo metal 3d.manual del usuario. Memoria de cálculo

CTE. Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación. Madrid

Norma Básica de Edificación NBE-EA/95. Estructuras de acero. 1995.Ministerio de Obras Públicas.  
Madrid.CTE.

Documento Básico SE-A Seguridad estructural Acero. Madrid

