



Universidad
Zaragoza

Trabajo Fin de Grado

Análisis estructural del hangar 6 de La Muñoza

Structural analysis of hangar 6 at La Muñoza

Autor/es

Juan Llorens Romea

Director/es

Elías Cueto Prendes

Titulación del autor

Grado de ingeniería mecánica

Escuela de ingeniería y arquitectura
Curso 2024-2025

Memoria

Índice

CAPÍTULO 1: Introducción	4
1.1. Objeto y motivación	4
1.2. Alcance	4
1.3. Antecedentes.....	4
1.4. Estructura de la memoria.....	5
CAPÍTULO 2: Datos iniciales.....	7
2.1. Situación y emplazamiento.....	7
2.2. Dimensiones iniciales	8
2.3. Diseño estructural	9
2.4. Concepto de Bowstring	10
2.4. Normativa aplicada.....	10
CAPÍTULO 3: Cálculo de la estructura	12
3.1. Acciones sobre la edificación	12
3.1.1. Cargas permanentes	12
3.1.2. Cargas variables.....	12
3.1.2.1. Sobrecarga de uso	12
3.1.2.2. Carga de viento	13
3.1.2.3. Carga de nieve	19
3.1.3. Combinación de acciones	19
3.2. Introducción del modelo y análisis en RFEM 6	21
3.2.1. Datos básicos	21
3.2.2. Introducción del modelo.....	21
3.2.3. Tipos de apoyo y vinculaciones	24
3.3. Cálculo de la estructura	26
3.3.1. Materiales	26
3.3.2. Pilares	26
3.3.3. Cimentación.....	31
3.3.4. Cubierta y arco.....	32
3.4. Resultados de la simulación	33
3.4.1. Estado límite último (ELU)	34
3.4.2. Estado límite de servicio (ELS).....	38
CAPÍTULO 4: Conclusiones.....	42
CAPÍTULO 5: Bibliografía	43

CAPÍTULO 1: Introducción

1.1. Objeto y motivación

El presente proyecto, tiene como objetivo analizar el diseño y la estructura del hangar 6 ubicado en el polígono industrial de La Muñoza, situado en el aeropuerto Adolfo Suárez Madrid – Barajas. Capaz de albergar hasta 10 aviones de fuselaje estrecho (único pasillo), cuenta con una superficie de más de 31000 metros cuadrados, batiendo dos récords Guinness: mayor planta diáfana del mundo y levantamiento de tantas toneladas de una sola pieza (cubierta) (Gómez, 2023).

Debido al continuo crecimiento del transporte aéreo, tanto de pasajeros como de carga, y viendo el año de construcción de dicha estructura (1990), se plantea el análisis de un hangar de características similares, para poder satisfacer las necesidades de mantenimiento del sector. Para ello, se ha empleado el uso del programa de cálculo de estructuras mediante elementos finitos Dlubal RFEM 6, con el que se realizará todo tipo de cálculos estructurales.

Finalmente, este proyecto se realiza dentro de un marco académico teniendo en cuenta que forma parte de un trabajo de fin de grado.

1.2. Alcance

En la presente memoria se muestra la información necesaria para diseñar, calcular y comprender el comportamiento de la estructura del hangar, frente a las acciones soportadas que se estudiarán más adelante.

No se especificará en la memoria instalaciones interiores del recinto ni fases de construcción de este.

1.3. Antecedentes

En la década de lo 80, viendo el auge del transporte aéreo, y atendiendo las necesidades de tanto la empresa propietaria (Iberia) como de terceras empresas, apareció la necesidad de construir un edificio dedicado al mantenimiento de aviones (principalmente de pasajeros).

Es por ello, que se proyectó la idea de construir un gran edificio ubicado en Madrid (sede de Iberia), capaz de satisfacer sus necesidades tanto actuales como futuras.

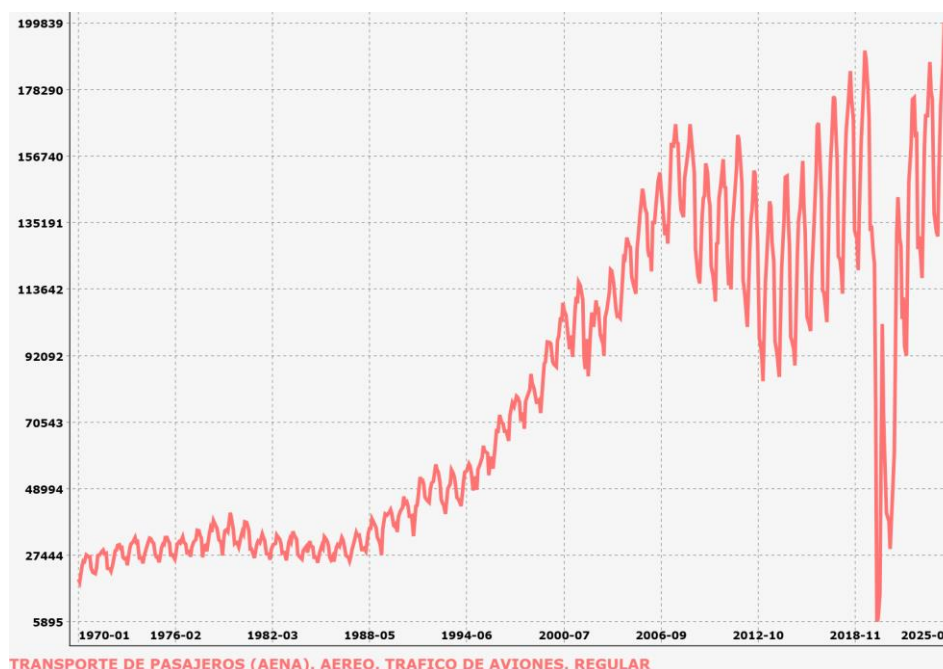


Figura 1: flujo de tráfico de aviones (1970-2025) (AENA, 2025)

Años después, hemos comprobado el gran incremento del sector, y el beneficio de una construcción de estas características. Actualmente, la instalación está continuamente operando a su máxima capacidad, realizando tareas de mantenimiento incluso a aerolíneas externas.

1.4. Estructura de la memoria

Para poder comprender mejor esta memoria, se dividió principalmente en 5 capítulos los contenidos de esta:

En el primer capítulo (introducción) se explica resumidamente la estructura que se va a analizar y los medios empleados para su análisis, el alcance y objetivo de la memoria, y finalmente los antecedentes que nos encontramos con el edificio existente.

En el segundo capítulo, se abordará el emplazamiento de las instalaciones, se estudiarán los requisitos de diseño que tiene la estructura, teniendo en cuenta las dimensiones reales y la normativa aplicada, y se explicará el modo de funcionamiento de la estructura.

En el tercer capítulo se profundizará en el cálculo de la estructura. Se determinarán las cargas actuantes según normativa, y se realizará el diseño y dimensionamiento de los perfiles de la estructura para que cumplan criterios de resistencia y estabilidad en ELU y ELS respectivamente. Todo esto será realizando con la ayuda del programa de cálculo de estructuras RFEM 6.

Finalmente, en el cuarto capítulo se presentan las conclusiones de la memoria, en donde habrá un resumen de esta y en qué aspectos se podría haber mejorado si es que los hay.

Independientemente de la memoria, se encontrará al final de la memoria un Anexo en donde queda reflejado el cálculo y los detalles obtenidos en el programa RFEM 6, que no son de vital importancia para entender el funcionamiento de la estructura, pero son útiles para el conocimiento del sector.

CAPÍTULO 2: Datos iniciales

2.1. Situación y emplazamiento

En este apartado se describe la ubicación exacta de la estructura que se va a analizar.

El hangar está ubicado en Madrid, en el polígono de La Muñoza, ubicado en los alrededores del aeropuerto Adolfo Suárez Madrid – Barajas.

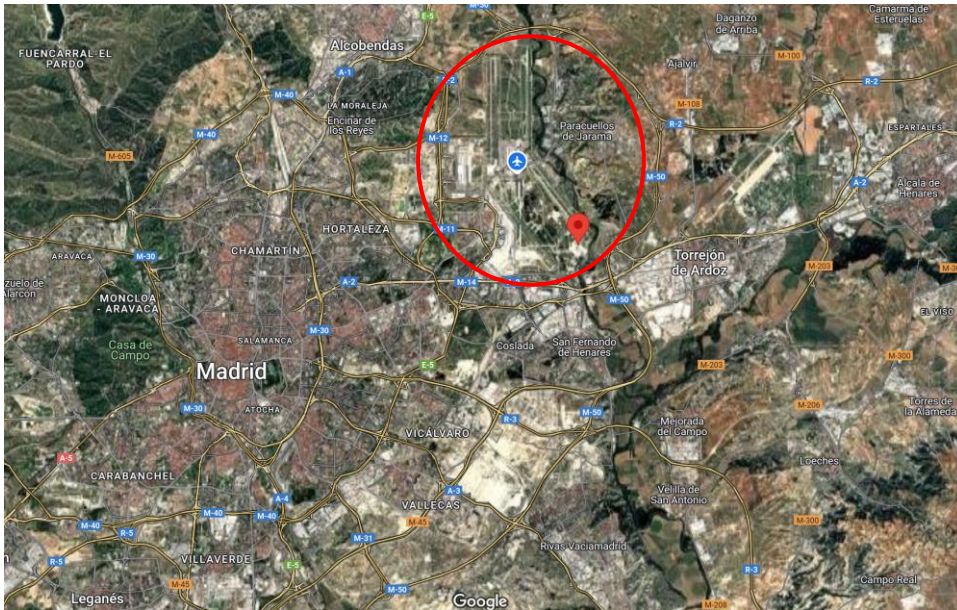


Figura 2: situación hangar 6

Respecto al aeropuerto Adolfo Suárez Madrid – Barajas, lo podemos situar en la parte sureste del aeropuerto, en el lado izquierdo de la pista 32R.

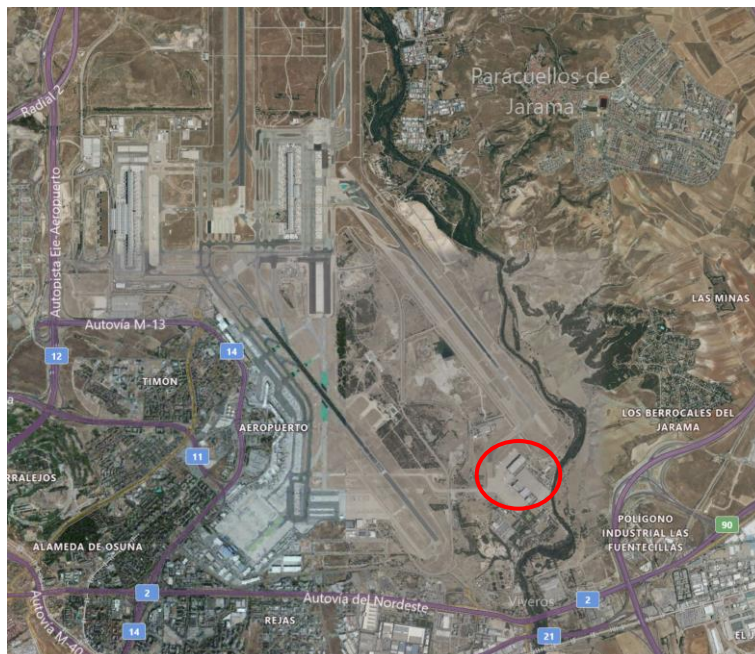


Figura 3: situación hangar 6 respecto el aeropuerto

Aquí podemos encontrar todo el complejo de hangares, destacando por dimensiones y el característico arco del hangar 6. Las coordenadas de este son las siguientes: $40^{\circ}27'50.9''N$ $3^{\circ}32'04.8''O$.



Figura 4: emplazamiento hangar 6

2.2. Dimensiones iniciales

Conocido por obtener el récord Guinness de poseer la mayor superficie diáfana del mundo en 1990 (Gómez, 2023), es de suponer las grandes dimensiones a la que nos enfrentamos con este trabajo.

Con una capacidad para albergar como máximo 10 aviones de fuselaje estrecho (estilo Airbus A320), se proyectó un hangar con las siguientes dimensiones:

- 250 metros de largo.
- 71 metros de ancho.
- 24 metros de alto (sin arco).



Figura 5: vista exterior hangar 6 (Horta Coslada, s.f.)

2.3. Diseño estructural

Para realizar el predimensionamiento de la estructura, se realiza el diseño teniendo en cuenta la distribución interior y los tipos de secciones de los elementos que se aprecia en la estructura existente, obteniendo así las siguientes consideraciones previas:

- Se realizará una estructura mixta, compuesta por pilares de hormigón, una cubierta plana formada por una cercha metálica compuesta, y un arco que sostenga la cubierta. El trabajo conjunto del arco junto con dos vigas longitudinales de la cercha metálica, trabajarán como un puente de arco tensado, también llamada esta tipología Bowstring. Se explicará en más detalle en el siguiente apartado.
- El espacio interior será diáfano, es decir, sin pilares interiores, por lo que el peso de la cubierta tendrá que estar sustentando por el arco.
- Se dispondrán 16 pilares en el sentido longitudinal, obteniendo una modulación de 16 metros, y dejando en los pilares extremos 5 metros de margen. Estarán dispuestos únicamente en una fila, ya que en el otro lado se encontrará la entrada para aeronaves.
- Se dispondrán 5 pilares en el sentido transversal, en donde en los dos últimos empezando por los más próximos a los pilares transversales se apoyarán las dos secciones del arco.
- La cercha metálica estará formada por vigas compuestas, dispuestas entre los pilares transversales (5 vigas compuestas) y entre los pilares longitudinales y el final en anchura del hangar (16 vigas compuestas).
- Cada viga compuesta estará formada por múltiples vigas, todas ellas de sección circular hueca. La distribución se detalla a continuación:
 - Dos cordones superiores y un cordón inferior separado 1 metro por debajo, teniendo los tres el mismo tipo de sección. La longitud dependerá de si están situados entre los pilares transversales (250 metros de longitud) o si están entre los pilares longitudinales (71 metros de longitud).
 - Diagonales que unen los cordones superiores horizontalmente, y los cordones superiores con el cordón inferior verticalmente, formando ambas diagonales triangulares continuamente. Estarán dispuestas cada 2 metros.



Figura 6: estructura principal (Horta Coslada, s.f.)

2.4. Concepto de Bowstring

La principal característica estructural de este edificio es su modo de funcionamiento. Las dos vigas longitudinales más extremas y el arco trabajan juntos como si fuera un puente de arco tensado. Este modo de funcionamiento también se puede llamar Bowstring (arco tensado en inglés).

Esta tipología consiste en que las cargas y desplazamientos de las vigas longitudinales se compensan con el arco, trabajando como si fuera toda una pieza. Esto es debido a que las fuerzas horizontales del arco, o cuerda superior, son compensadas por la tensión de las dos vigas longitudinales extremas, en lugar de ir hacia los pilares (Wikipedia, la enciclopedia libre, 2025). Para conseguir este resultado, en los apoyos se permitirá el desplazamiento en dirección +Y.

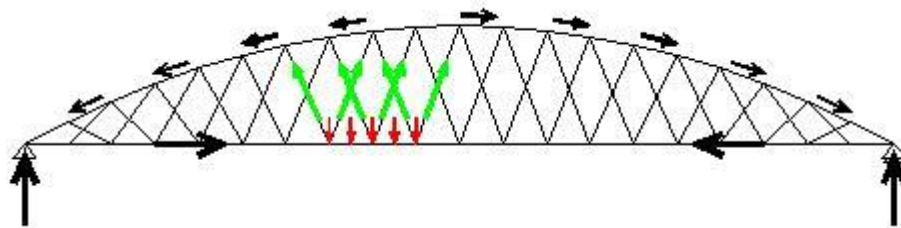


Figura 7: transmisión de cargas en la tipología Bowstring (García, 2013)

Con esto podemos concluir, que los elementos más solicitados y con mayor importancia estructural, será el conjunto de estas dos vigas longitudinales extremas y el arco.

2.4. Normativa aplicada

Para el adecuado cumplimiento de la legislación local, y el aseguramiento de la estabilidad estructural del edificio, se ha seguido los criterios de diseño de las siguientes normas tanto regionales como comunitarias:

- Código Técnico de la Edificación (CTE): “es el marco normativo que establece las exigencias básicas de calidad que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación.” (Torroja, s.f.).

En el proyecto, se aplicará la normativa del CTE DB-SE edición 2009-04, compuesto por los siguientes anejos nacionales:

- Cálculo del hormigón: UNE 2015-09.
- Cálculo de acero: UNE 2016-02.
- Análisis geotécnico: UNE 2010-01.

Además de los anejos mencionadas anteriormente, será de rigor cumplimiento es este proyecto la normativa de años anteriores que no hayan sido sustituidas o que contradiga a la actual normativa.

- Eurocódigo: “conjunto de normas europeas de carácter voluntario, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización, que proporcionan una serie de métodos comunes para calcular la resistencia mecánica de los elementos que desempeñan una función estructural.” (Colegio Oficial de Aparejadores, Arquitectos Técnicos e Ingenieros de Ibiza y Formentera, s.f.).

En este proyecto, se aplicará los siguientes anejos:

- Cálculo del hormigón: EN 1992.
- Cálculo de acero: EN 1993.
- Análisis geotécnico: EN 1997.

CAPÍTULO 3: Cálculo de la estructura

En este capítulo se detallará toda la información necesaria para comprender el funcionamiento de la estructura, y su introducción y simulación en el programa Dlubal RFEM 6.

3.1. Acciones sobre la edificación

Para calcular las acciones actuantes sobre la estructura del edificio, se tendrá en cuenta la normativa del Código Técnico de la Edificación, aplicada a las acciones de la edificación, también llamado CTE DB-SE-AE.

Se distinguirán dos tipos de acciones, permanentes en el tiempo y variables.

3.1.1. Cargas permanentes

Corresponden a las cargas debidas al peso propio de los elementos estructurales, cerramientos, tabiquería...

En este caso, estas cargas serán aplicadas automáticamente según el peso de nuestra estructura por el programa de cálculo RFEM 6.

3.1.2. Cargas variables

Corresponden a todas las cargas que no son constantes en el tiempo. En este proyecto, se analizarán las cargas debidas a la sobrecarga de uso, viento, nieve y temperatura.

3.1.2.1. Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo que puede actuar en el edificio por su uso. Los valores de las acciones quedan determinados por la siguiente tabla, localizada en el CTE DB-SE-AE tabla 3.1:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Tabla 1: valores de sobrecarga de uso según su categoría (Ministerio de Fomento, 2009)

En este proyecto tendremos dos zonas de aplicación de distinta categoría de sobrecarga de uso que corresponden a:

- Zona de estacionamiento de las aeronaves: toda la superficie del espacio interior en donde se almacenarán las aeronaves. A esta zona le corresponderá una carga uniforme de 5 kN/m^2 .
- Zona de cubierta: toda la superficie superior, con pendiente inferior a 20° y de acceso exclusivamente para mantenimiento. Corresponde a la categoría de uso G1, por lo que se aplicará una carga uniforme de $0,4 \text{ kN/m}^2$.

3.1.2.2. Carga de viento

Para calcular la acción debida al viento, se seguirán las indicaciones del CTE DB SE-AE.

La acción del viento es una fuerza perpendicular a la superficie donde actúa, que recibe el nombre de presión estática. Esta, depende de tres variables más: presión dinámica del viento, coeficiente de exposición, y coeficiente eólico o de presión.

Presión dinámica del viento (q_b)

Depende principalmente de la ubicación de la estructura. Se obtiene el valor en el anejo D, figura D.1 del CTE DB SE-AE, en donde se separa el mapa de España en tres zonas diferentes (A, B y C), cada una con un valor de presión dinámica.

- 4 El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa de la figura D.1. El de la presión dinámica es, respectivamente de $0,42 \text{ kN/m}^2$, $0,45 \text{ kN/m}^2$ y $0,52 \text{ kN/m}^2$ para las zonas A, B y C de dicho mapa.

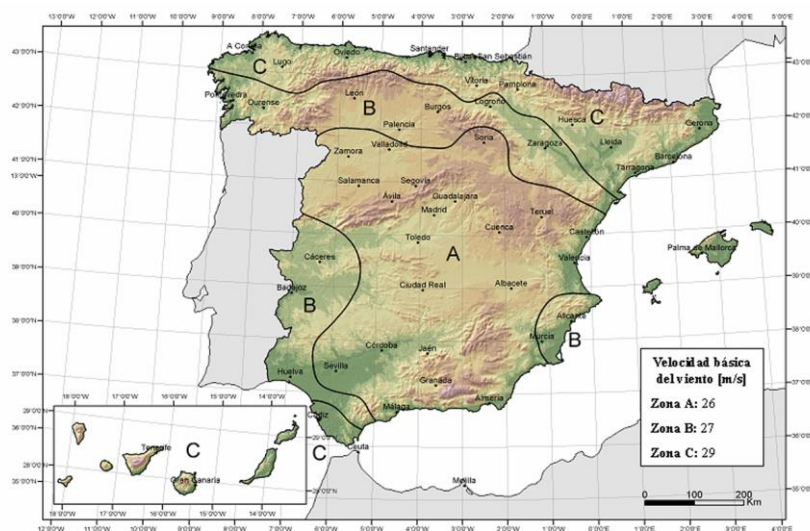


Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b

Figura 8: presión dinámica según la ubicación (Ministerio de Fomento, 2009)

Para este proyecto, se encuentra en la zona A, por lo que corresponderá una carga dinámica $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$.

Coefficiente de exposición (c_e)

Tiene en cuenta las turbulencias causadas por el relieve y la topografía del terreno. Se determina de acuerdo con la tabla 3.4 del apartado 3.3.3 del CTE DB SE-AE:

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

Tabla 2: coeficiente de exposición (Ministerio de Fomento, 2009)

Considerando nuestra zona con un grado de aspereza IV, debido a la presencia de hangares próximos, y con una altura de 24 metros, obtenemos un valor de coeficiente de exposición $c_e = 2,4$.

Coefficiente eólico o de presión (c_p)

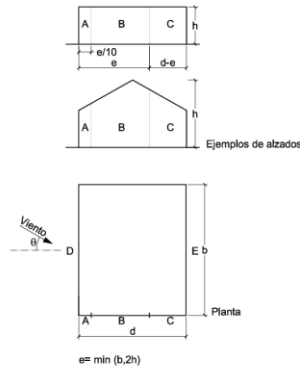
Depende de la forma y la orientación del edificio. Su valor se calculará mediante las tablas del anexo D.3 (tabla D.3 para elementos verticales y tabla D.4 para cubiertas planas).

Se valorarán dos posibles casos de impacto de viento: viento en dirección +X y viento en dirección +Y, siguiendo el sentido de ejes aplicado en RFEM 6.

Parámetros verticales:

Se calculará para cada caso de viento (+X y +Y), las diferentes superficies A, B, C, D y E, y las relaciones h/d, siguiendo la misma nomenclatura que en la representación de la tabla D.3.

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Tabla 3: parámetros verticales del coeficiente de presión (Ministerio de Fomento, 2009)

Con esto, se realizará una interpolación para así obtener el valor c_p para cada superficie. Obtendremos los siguientes resultados:

Dirección +X:

Datos	
h (m)	24
h1 (m)	24
d (m)	81
b (m)	250
h/d	0,2963
e (m)	48

Tabla 4: datos geométricos con viento en dirección +X

Superficie de las zonas (m ²)		A	B	C	D	E
h/d	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
	≤ 0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
c_p		-1,21	-0,8	-0,5	0,706	-0,315

Tabla 5: coeficiente de presión con viento dirección +X

Dirección +Y:

Datos	
h (m)	24
h1 (m)	24
d (m)	250
b (m)	281
h/d	0,096
e (m)	48

Tabla 6: datos geométricos con viento en dirección +Y

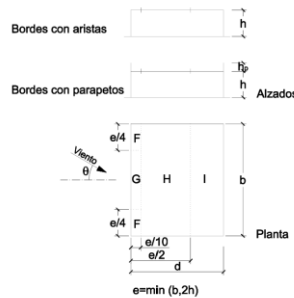
Superficie de las zonas (m ²)		A	B	C	D	E
		115,2	1036,8	4848	1944	1944
h/d	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
	≤0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
c _p		-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tabla 7: coeficiente de presión con viento dirección +Y

Parámetros horizontales:

Se calculará para cada caso de viento (+X y +Y), las diferentes superficies F, G, H y I, siguiendo la misma nomenclatura que en la representación de la tabla D.4.

Tabla D.4 Cubiertas planas



h _p /h	A (m ²)	Zona (según figura), -45° < θ < 45°			
		F	G	H	I
Bordes con aristas	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	0,2
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-0,2
0,025	≥ 10	-1,6	-1,1	-0,7	0,2
	≤ 1	-2,2	-1,8	-1,2	-0,2
Con parapetos	0,05	≥ 10	-1,4	-0,9	-0,7
	≤ 1	-2,0	-1,6	-1,2	-0,2
0,10	≥ 10	-1,2	-0,8	-0,7	0,2
	≤ 1	-1,6	-1,4	-1,2	-0,2

Nota: Se considerarán cubiertas planas aquellas con una pendiente no superior a 5°

Tabla 8: parámetros horizontales del coeficiente de presión (Ministerio de Fomento, 2009)

Con esto, se realizará una interpolación para así obtener el valor c_p para cada superficie. Obtendremos los siguientes resultados:

Dirección +X:

Datos	
e (m)	48
b (m)	250
d (m)	81
h (m)	24

Tabla 9: datos geométricos con viento en dirección +X

Superficie de las zonas (m^2)		F	G	H	I
		57,6	1084,8	4800	14250
A	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	1	-2,5	-2,0	-1,2	-0,2
c_p		-1,8	-1,2	-0,7	-0,2

Tabla 10: coeficiente de presión con viento dirección +X

Dirección +Y:

Datos	
e (m)	48
b (m)	81
d (m)	250
h (m)	24

Tabla 11: datos geométricos con viento en dirección +Y

Superficie de las zonas (m^2)		F	G	H	I
		57,6	273,6	1555,2	18306
A	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	1	-2,5	-2,0	-1,2	-0,2
c_p		-1,8	-1,2	-0,7	-0,2

Tabla 12: coeficiente de presión con viento dirección +Y

Cálculo de la presión estática (q_e)

Para calcular finalmente la carga de viento, debido a que el coeficiente eólico es diferente en cada superficie, se obtendrán múltiples valores de carga de viento para cada superficie (A, B, C, D, E, F, G, H y I) y para cada hipótesis de viento (+X y +Y).

Para obtener el valor de la carga de viento total en la superficie total de la cubierta y de cada lado del hangar (longitudinal y transversal), se realizará una interpolación en función del área de cada superficie.

Mediante la expresión 3.1, podemos obtener la presión estática del viento para cada superficie, obteniendo los siguientes resultados:

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

Viento +X								
Carga superficie transversal (kN/m ²)			Carga superficie longitudinal (kN/m ²)		Carga cubierta (kN/m ²)			
A	B	C	D	E	F	G	H	I
-1,210	-0,806	-0,504	0,712	-0,315	-1,814	-1,210	-0,706	-0,202
-0,707			-		-0,380			

Tabla 13: presión estática por áreas con viento en dirección +X

Viento +Y								
Carga superficie longitudinal (kN/m ²)			Carga superficie transversal (kN/m ²)		Carga cubierta (kN/m ²)			
A	B	C	D	E	F	G	H	I
-1,210	-0,806	-0,504	0,706	-0,302	-1,814	-1,210	-0,706	-0,202
-0,57			-		-0,259			

Tabla 14: presión estática por áreas con viento en dirección +Y

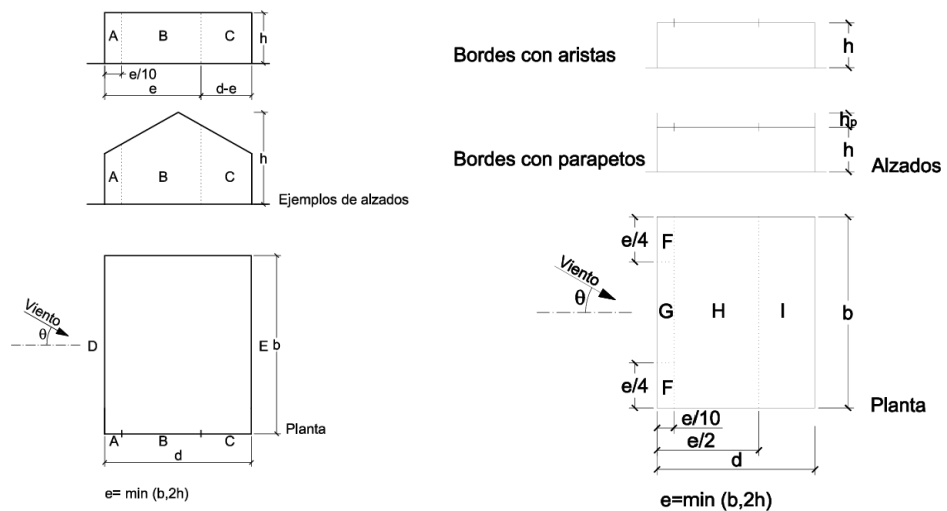


Figura 9 y 10: áreas de impacto verticales y horizontales del viento según su dirección (Ministerio de Fomento, 2009)

3.1.2.3. Carga de nieve

La carga de nieve será en esta estructura una de las cargas más importantes junto con el peso propio, debido a la gran superficie de cubierta que nos encontramos, en donde se acumulara una gran cantidad de nieve, aumentando el peso que tiene que soportar.

Para su cálculo, se seguirán las indicaciones del CTE DB SE-AE.

La carga de nieve es una carga que actúa en proyección horizontal, que depende de dos variables como podemos ver en la siguiente expresión 3.2 del apartado 3.5.1:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

En donde μ es el coeficiente de forma de la cubierta, que depende de las características de la cubierta, y s_k el valor característico de la carga de nieve en la ubicación del edificio.

Debido a que la cubierta es plana (pendiente menor a 30°), $\mu = 1$.

Por la ubicación del edificio, podemos obtener en tabla 3.8 del apartado 3.5.2 que $s_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,2	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,7	Santander	1.000	0,3
Badajoz	0	0,2	León	820	0,4	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	1,2	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,6	Soria	0	0,9
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,9
Ciudad Real	640	0,2	Orense / Ourense	130	0,2	Toledo	0	0,5
Córdoba	100	0,6	Oviedo	230	0,4	Valencia/València	690	0,2
Coruña / A Coruña	0	0,2	Palencia	740	0,5	Valladolid	520	0,4
Cuenca	1.010	0,3	Palma de Mallorca	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Gerona / Girona	70	1,0	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,4
Granada	690	0,4	Pamplona/Iruña	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
		0,5		450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 15: valores de sobrecarga de nieve según la ubicación (Ministerio de Fomento, 2009)

3.1.3. Combinación de acciones

Para obtener todas las combinaciones de cargas presentes en el proyecto, nos apoyamos en la ecuación 4.3 del apartado 4.2.2 del documento del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta ecuación, tendrá en cuenta las diferentes cargas permanentes (peso propio $G_{k,j}$ y pretensado P) y variables ($Q_{k,i}$), en donde en estas últimas se escoge una de las cargas variables como dominante (Q_{k1}) y se van alternando entre todas las cargas variables.

Cada término, irá acompañado de un coeficiente de seguridad (γ), que cambiará en función del tipo de carga o si es favorable o desfavorable, y de un coeficiente de simultaneidad (ψ), que dependerá de si la carga es dominante o no, y del tipo de carga. Todo esto viene definido por las tablas 4.1 y 4.2 del documento del CTE DB-SE:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 16: coeficientes parciales de seguridad según el tipo de carga (Ministerio de Fomento, 2009)

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 17: coeficientes de simultaneidad según el tipo de carga (Ministerio de Fomento, 2009)

Con esto, este proyecto estará formado por 77 combinaciones de cargas, incluyendo en estas las situaciones de estado límite último (ELU) y estado límite de servicio (ELS) con todas sus situaciones (característica, frecuente y cuasipermanente).

3.2. Introducción del modelo y análisis en RFEM 6

3.2.1. Datos básicos

Comenzaremos definiendo los datos básicos del modelo, donde se especifican los complementos que utilizaremos para el cálculo del modelo y la normativa que se va a aplicar mencionada en un apartado anterior.

Posteriormente, introduciremos todos los casos de carga, indicando la configuración de análisis estático con la que se calculará cada carga. En este caso, se optó por el método Newton-Raphson (geoméricamente lineal), ya que nos aportará mayores velocidades de cálculo con una buena precisión en el cálculo. Este método “es un algoritmo para encontrar aproximaciones de los ceros o raíces de las ecuaciones.” (Wikipedia, la enciclopedia libre, 2025).

Tras introducir los casos de carga, el programa generará automáticamente las combinaciones de carga mencionadas en el apartado anterior, las cuales tendrán la misma configuración de análisis estático.

3.2.2. Introducción del modelo

Una vez definidos los datos básicos, empezaremos a representar el modelo.

Comenzaremos definiendo el punto base (0, 0, 0), que lo encontraremos viendo el hangar desde el frontal (viendo en primer plano la puerta) en la esquina del fondo a la derecha.

A continuación, se introducen las coordenadas de los nudos de los pilares en los siguientes puntos:

- Pilares transversales: el primer pilar contendrá a los siguientes dos puntos: (9, 0, 0) y (9,0,-24) que corresponden a la base y el extremo superior respectivamente. Una vez introducido el primer pilar, se dispondrán 4 pilares más en dirección X, con una modulación de 18 metros. Una vez introducidos los 5 pilares, se realizará una copia en dirección Y a 250 metros, para así tener ya introducidos los pilares transversales.
- Pilares longitudinales: el primer pilar estará ubicado en los siguientes puntos: (0, 5, 0) y (0, 5, -24). Posteriormente se realizarán 15 copias con una modulación de 16 metros en el eje Y.

Tras definir los pilares que transmitirán las cargas de la cubierta al suelo, podemos comenzar a definir la estructura de las vigas compuestas de la cubierta.

Como se ha mencionado anteriormente en el apartado 2.3, esta viga estará compuesta por 2 cordones superiores y 1 cordón inferior, uniendo estos cordones entre sí con barras dispuestas triangularmente. Las características geométricas se detallan a continuación:

- Dos cordones superiores distanciados entre sí 1 metro y a una altura respecto al suelo de 24 metros.
- Un cordón inferior situado entre los cordones superiores y a una altura de 22 metro, es decir, 2 metros por debajo de los dos cordones superiores.
- Se unirán el cordón inferior con los dos cordones superiores mediante diagonales, formando triángulos cada 2 metros, haciendo que cada diagonal tenga una longitud horizontal proyectada de 1 metro. Los dos nudos que se creen en los dos cordones superiores debido a la unión de las diagonales se unirán con una barra horizontal. Se repetirá este proceso hasta el final de los cordones superiores e inferior.

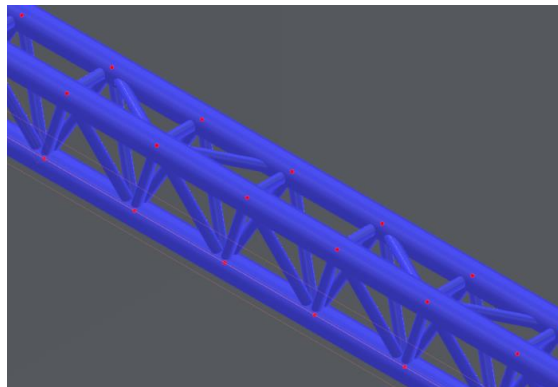


Figura 11: viga compuesta

En total nos encontraremos con 16 vigas transversales de 81,5 metros cada una, y 5 vigas longitudinales de 250 metros cada una. Ambas diagonales se curzaran en varios puntos, formando una estructura compleja capaz de soportar todo tipo de tensiones (principalmente axil), debido a las cargas, destacando el peso propio y la carga de nieve.

Finalmente, lo último que falta es introducir en el modelo el arco, que permitirá que la cubierta no falle. Tendrá las siguientes características geométricas:

- El punto más alto del arco estará en las coordenadas (72, 125, 54) metros.
- Estará unido a los dos pilares transversales extremos en cada lado del hangar mediante dos soportes por lado. Estos soportes se juntarán en los puntos (72, 53, 44'422) y (72, 197, 44'442), formando un único arco que pasará por el punto más alto mencionado anteriormente. Además, cada par de soportes estarán unidas mediante una barra horizontal en los siguientes puntos (74'398, 27'4, 36,035) y (74'398, 222'6, 36'035).
- Se dispondrán unos tirantes que formarán triángulos y unirán el arco, con las dos vigas longitudinales inferiores, que serán las vigas con más tensión.

Tras realizar las anteriores acciones en el programa, obtendremos el siguiente modelo:

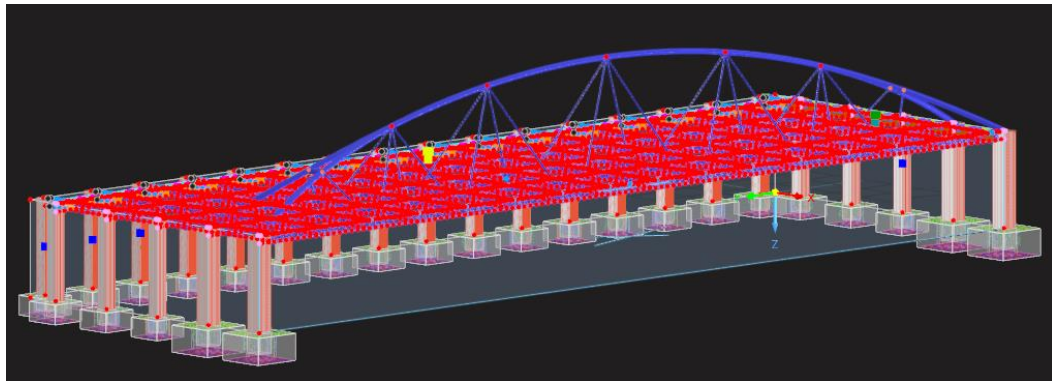


Figura 12: vista 3D

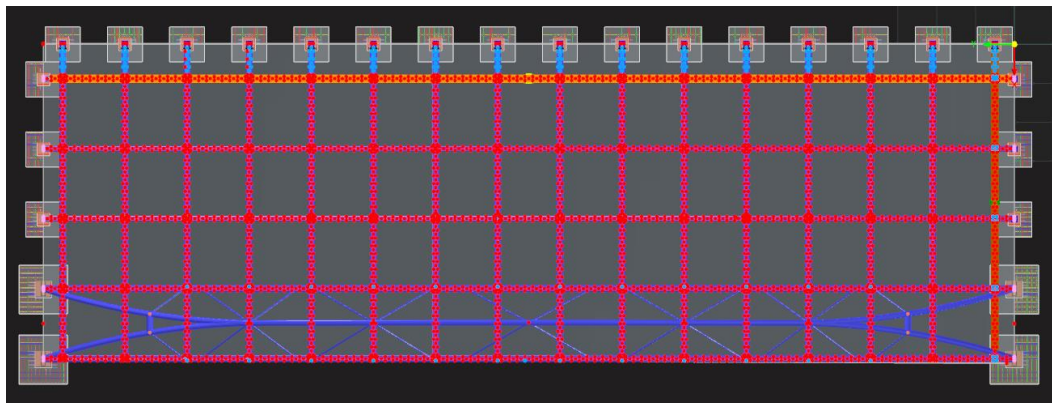


Figura 13: planta

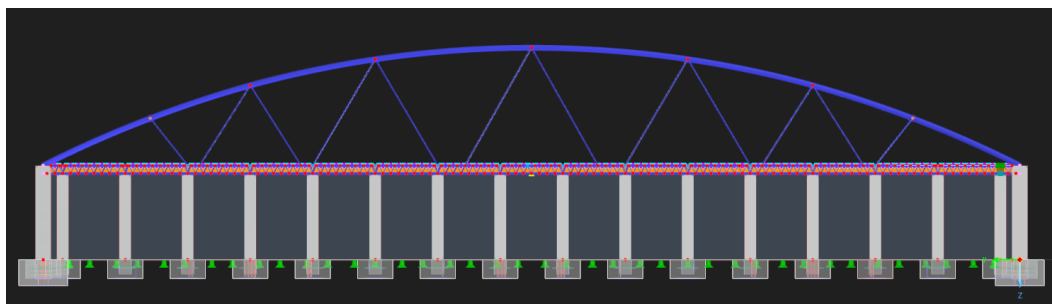


Figura 14: alzado

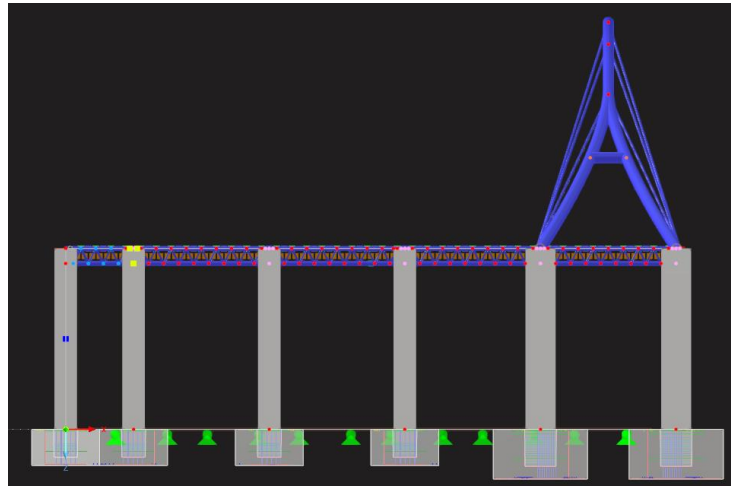


Figura 15: perfil

3.2.3. Tipos de apoyo y vinculaciones

En función del tipo de nudo que sea y de las cargas que deseemos transferir, se impondrán unas condiciones de contorno diferentes para cada nudo. En nuestro modelo, nos encontraremos con tres tipos de nudo con diferentes condiciones de contorno entre ellos:

- Los nudos inferiores de los pilares, se le aplicará un apoyo tipo empotramiento con las siguientes condiciones de contorno:

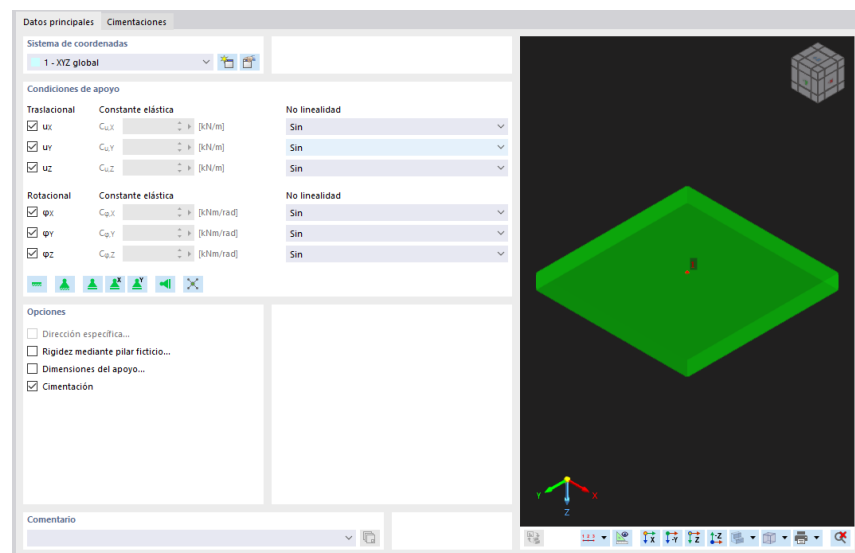


Figura 16: condiciones de contorno de los apoyos

- En las vigas transversales se liberarán los tres nudos de los tres cordones, con posibilidad de giro respecto a Y, con el fin de evitar transmitir momentos flectores al pilar. Para conseguir que los desplazamientos y las cargas sean transmitidas al nudo del pilar (ya que estos nudos no coinciden con el del pilar), se unirán mediante una viga rígida virtual.

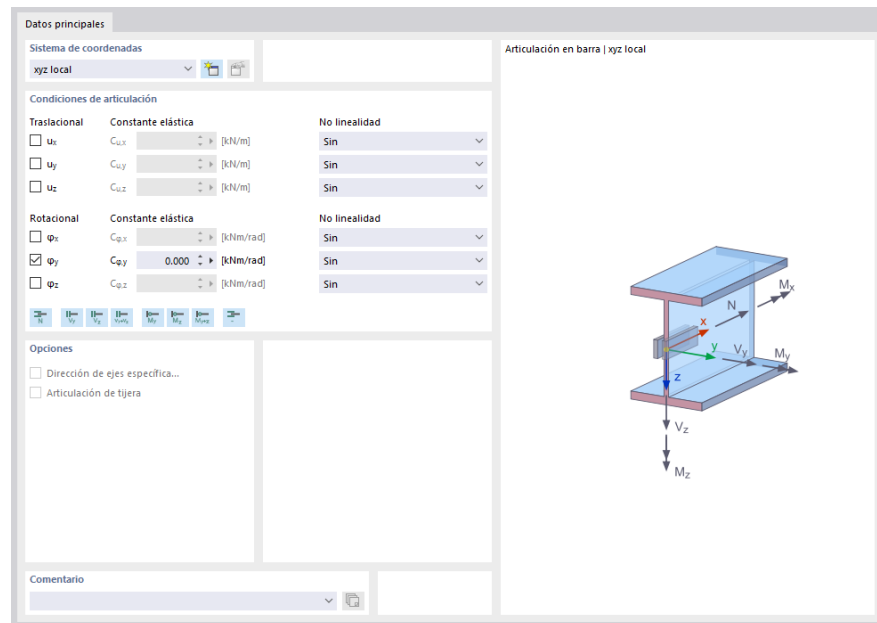


Figura 17: vinculación vigas transversales – pilares (3x3)

- En las vigas longitudinales se liberarán los tres nudos de los tres cordones juntos con estos, con posibilidad de desplazamiento en dirección Y y giro respecto a X, con el fin de evitar transmitir cortantes y principalmente momentos flectores al pilar. Para conseguir que los desplazamientos y las cargas sean transmitidas al nudo del pilar (ya que estos nudos no coinciden con el del pilar), se unirán mediante una viga rígida virtual. Además, en las vigas longitudinales donde comparten pilar con los soportes del arco hará que también colaboren conjuntamente las vigas longitudinales y el arco. Esto será vital para la estabilidad de la estructura, ya que como se ha explicado en el apartado 2.4, es la principal causa por la que resiste la cubierta.



Figura 18: vinculación vigas longitudinales – pilares (3x3)

- En los soportes de los arcos, se liberarán los cuatro nudos junto con los cuatro soportes, permitiendo el desplazamiento en dirección Y y el giro respecto a X e Y, con el fin de evitar la transmisión de cortante, momentos flectores y torsiones al pilar.

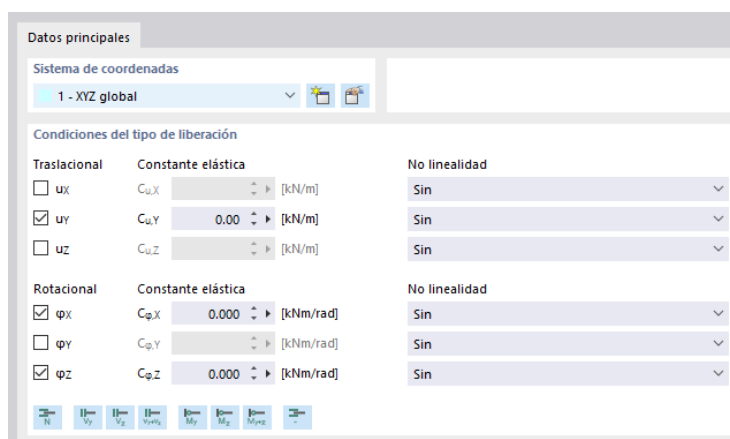


Figura 19: vinculación vigas longitudinales – pilares (4x4)

3.3. Cálculo de la estructura

En este apartado, se detallarán los materiales empleados y las secciones de cada barra, así como la cimentación que se ha escogido para este tipo de estructura. Además, también se explicará las implicaciones de cada parte.

3.3.1. Materiales

En este apartado, se mostrará una tabla de los materiales empleados en este proyecto, junto con sus propiedades:

Material	Propiedades				
	Módulo elástico (N/mm ²)	Módulo cortante (N/mm ²)	Coefficiente de Poisson	Densidad (kg/m ³)	Coefficiente de dilatación térmica (1/°C)
Acero S550J0	210000	80769,2	0,3	7850	1,2 x 10 ⁻⁵
Acero de armadura B550S (A)	200000	76923,1	0,3	7850	10 ⁻⁵
Hormigón C90/105	44000	18333,3	0,2	2500	10 ⁻⁵

Tabla 18: materiales empleados

3.3.2. Pilares

Por las características de la estructura, los pilares que soportan el arco serán los más solicitados estructuralmente. Estos son los cuatro pilares transversales que están situados en los extremos.

Por ello, definiremos dos tipos de secciones diferentes, una para estos pilares y la otra para el resto:

- Sección cuadrada 4,00x4,00 metros para los pilares que soportan la carga del arco.

- Sección cuadrada 3,00x3,00 metros para el resto de los pilares.

A continuación, definiremos las características de cada sección, como su armadura y su recubrimiento.

Sección cuadrada 3,00x3,00 metros

Son pilares con cargas bastante menores que los pilares que soportan el arco, ya que este es el responsable de que no ceda la cubierta. Por ello, al tener unas cargas menores, se ha optado por una sección de 3x3 metros de hormigón tipo C90/105 armado, que nos permitirá ahorrarnos peso para la cimentación y presupuesto.

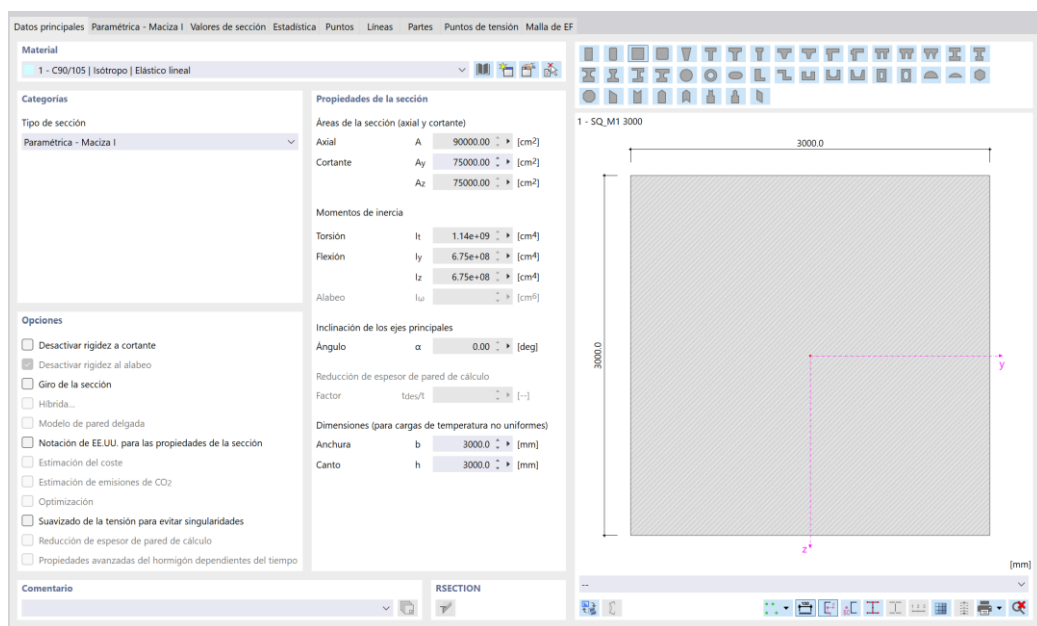


Figura 20: propiedades de pilares de sección 3x3

Para soportar la flexión que es provocada por los momentos flectores y los esfuerzos cortantes que son transmitidos por las vigas, se ha optado por una armadura con el siguiente diseño:

- Armadura cortante: se utilizará una armadura de dos patillas cerrada, con gancho a 135°. Esta tipología nos permitirá aumentar la resistencia de deslizamiento del cerco de acero dentro del hormigón, ofreciendo mayor capacidad de anclaje del acero, y por lo tanto mejor resistencia general.

Los cercos estarán formados por barras de acero tipo B550S con un diámetro de 10 mm, separando cada cerco 0,25 metros entre sí, obteniendo en total 97 cercos dispuestos a lo largo del pilar de 24 metros de largo.

Con estas características, obtendremos un área de la armadura del cerco de 6,28 cm²/m.

- Armadura longitudinal: se utilizarán en total 3 grupos de filas de armadura longitudinal, donde cada grupo tendrá 2 filas de barras ubicada cada una a una distancia igual x respecto al cerco superior e inferior. Por lo tanto, en total nos encontraremos con 6 filas de barras.

Cada fila tendrá 45 barras de acero tipo B550S de diámetro 20 mm cada una, repartidas proporcionalmente a lo ancho del pilar.

Las distancias de cada grupo respecto al cerco superior e inferior serán las siguientes:

- Grupo 1: primer grupo de armadura longitudinal ubicado a 0 mm del cerco.
- Grupo 2: primer grupo de armadura longitudinal ubicado a 393 mm del cerco.
- Grupo 3: primer grupo de armadura longitudinal ubicado a 786 mm del cerco.

Con estas características, obtendremos un área de la armadura longitudinal de $848,23 \text{ cm}^2$.

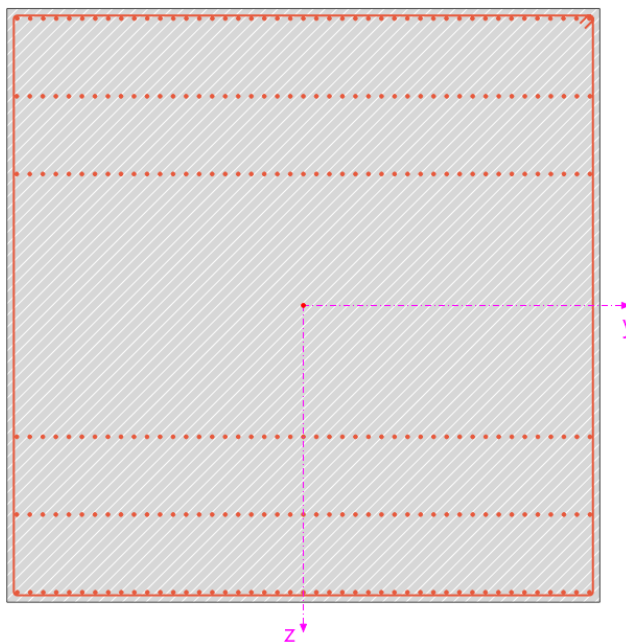


Figura 21: armadura de pilares de sección 3x3

Para proteger el hormigón y la armadura interior frente a las amenazas externas como la corrosión, y así aumentar su durabilidad, se ha optado por realizar un recubrimiento de 30 mm en cada cara. Para esto, se ha tenido en cuenta una exposición en un ambiente seco y con humedades cíclicas debido a las lluvias.

Sección cuadrada 4,00x4,00 metros

Son los pilares más solicitados con mucha diferencia. Por ello, se ha optado por pilares de hormigón armado con una sección de 4x4 metros de hormigón tipo C90/105 armado, que permitirá soportar todas las cargas resultantes.

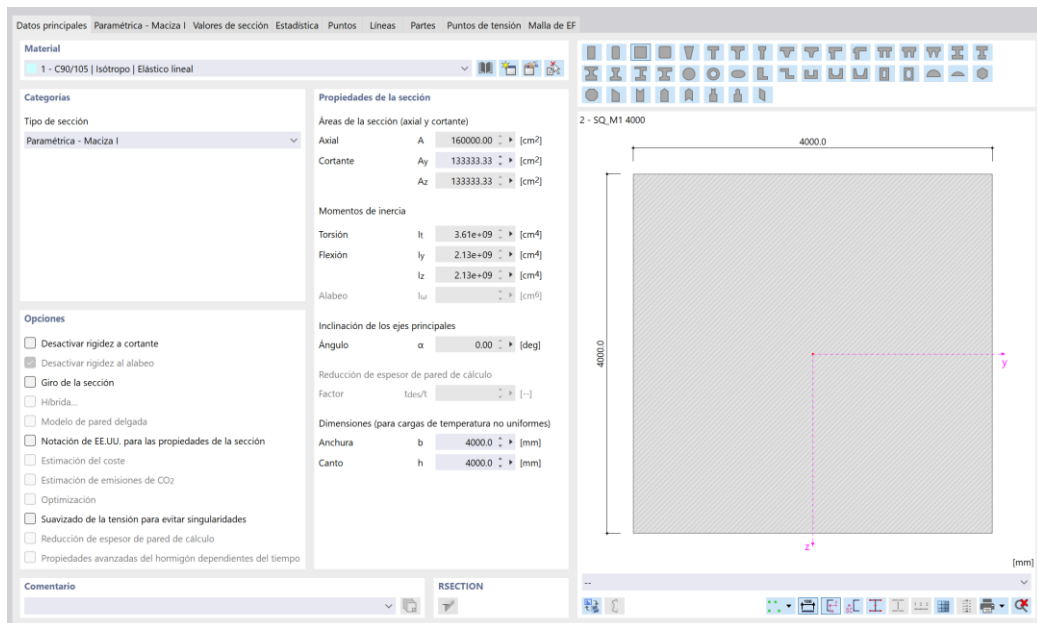


Figura 22: propiedades de pilares de sección 4x4

Para soportar la flexión que es provocada por los momentos torsores, flectores y los esfuerzos cortantes que son transmitidos por las vigas y el arco, se ha optado por una armadura con el siguiente diseño:

- Armadura cortante: se utilizará una armadura de cuatro patillas cerrada, con gancho a 135°. Esta tipología nos permitirá aumentar la resistencia de deslizamiento del cerco de acero dentro del hormigón, ofreciendo mayor capacidad de anclaje del acero, y por lo tanto mejor resistencia general. Además, nos permitirá soportar mejor los momentos torsores provenientes del arco.

Los cercos estarán formados por barras de acero tipo B550S con un diámetro de 30 mm, separando cada cerco 0,10 metros entre sí, obteniendo en total 241 cercos dispuestos a lo largo del pilar de 24 metros de largo.

Con estas características, obtendremos un área de la armadura del cerco de 282,74 cm²/m.

- Armadura longitudinal: se utilizarán en total 6 grupos de filas de armadura longitudinal, donde 5 grupos tendrá 2 filas de barras ubicada cada una a una distancia igual x respecto al cerco superior e inferior y 1 grupo tendrá una única fila. Por lo tanto, en total nos encontraremos con 11 filas de barras.

Cada fila tendrá 54 barras de acero tipo B550S de diámetro 25,7 mm cada una, repartidas proporcionalmente a lo ancho del pilar.

Las distancias de cada grupo respecto a la superficie superior e inferior:

- Grupo 1: primer grupo de armadura longitudinal ubicado a 60 mm de la superficie.
- Grupo 2: segundo grupo de armadura longitudinal ubicado a 393 mm de la superficie.
- Grupo 3: tercer grupo de armadura longitudinal ubicado a 786 mm de la superficie.
- Grupo 4: cuarto grupo de armadura longitudinal ubicado a 1179 mm de la superficie.
- Grupo 5: quinto grupo de armadura longitudinal ubicado a 1572 mm de la superficie.
- Grupo 6: sexto grupo de armadura longitudinal ubicado a 2000 mm de la superficie. Este será el que contenga únicamente 1 fila de barras.

Con estas características, obtendremos un área de la armadura longitudinal de 871,50 cm².

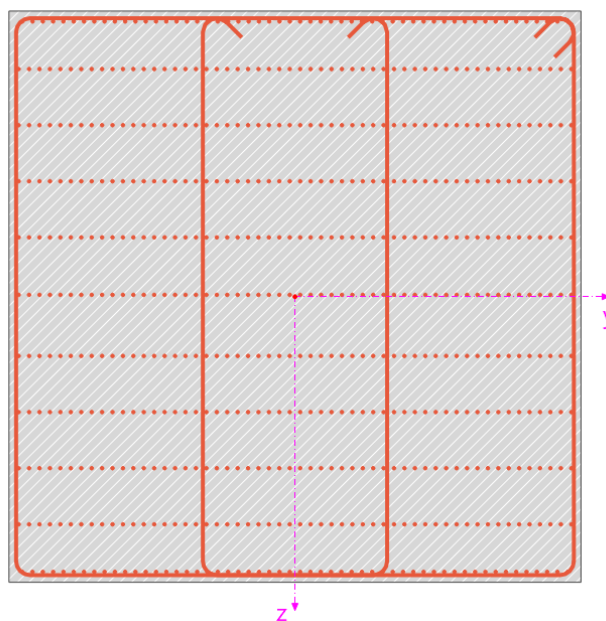


Figura 23: armadura de pilares de sección 4x4

Para proteger el hormigón y la armadura interior frente a las amenazas externas como la corrosión, y así aumentar su durabilidad, se ha optado por realizar un recubrimiento de 26 mm en cada cara. Para esto, se ha tenido en cuenta una exposición en un ambiente seco y con humedades cíclicas debido a las lluvias.

3.3.3. Cimentación

Es el conjunto de elementos estructurales de una estructura cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

Debido a que nos encontramos con dos grupos de pilares donde cada uno transmite unas cargas diferentes, diseñaremos dos tipos de cimentaciones para cada sección de los pilares. Para ambas cimentaciones se ha optado por el mismo tipo: cimentación en bloque con las caras del cáliz lisas de hormigón tipo C90/105 armado.

Las características de las cimentaciones serán las siguientes:

- Cimentación de pilar 3x3 metros:
 - Geometría: se ha optado por zapatas cuadradas de 9x9 metros de anchura y 4,8 metros de espesor. Esto permitirá que se cumpla con todos los criterios tanto de estabilidad como de punzonamiento del pilar sobre la zapata.

El cáliz donde el pilar profundizará 3,6 metros tendrá una profundidad de 3,7 metros y una pendiente de 89,23°. Además, las tolerancias laterales que el pilar tendrá respecto al cáliz serán de 100 mm por cada lado.

- Armadura de la placa: en la cara superior se ha empleado una malla tipo Q188A, con barras con diámetros 10 mm y con una separación de 0,25 metros. Con esto, se ha obtenido un área de armadura de 3,14 cm²/m.
En la cara inferior se ha empleado una malla tipo Q188A, con tres áreas de distribución por cada dirección (X, Y). Todas las áreas de distribución están formadas por barras de diámetro 25 mm separadas entre sí 0,25 metros. Con esto obtenemos un área de armadura inferior de 19,63 cm²/m.
- Armadura del bloque: para los cercos horizontales se ha optado por tres áreas de distribución con 3 cercos horizontales de diámetro 25 mm, teniendo un área de armadura de .
Para os cercos verticales se ha optado por cercos de diámetro 25 mm separados entre sí 0,12 metros, obteniendo un área de armadura de 127,63 cm².
- Recubrimiento de hormigón: se ha aplicado un recubrimiento de 40 mm por toda la cara inferior y el lateral de la zapata, y de 30 mm en la cara superior y el cáliz. Estos valores cumplirán normativa y permitirán una protección frente a las condiciones del terreno.

- Cimentación de pilar 4x4 metros:
 - Geometría: se ha optado por zapatas cuadradas de 12,5x12,5 metros de anchura y 6,6 metros de espesor. Esto permitirá que se cumpla con todos los criterios tanto de estabilidad como de punzonamiento del pilar sobre la zapata., que será esta última una de las condiciones más críticas.

El cáliz donde el pilar profundizará 4,8 metros tendrá una profundidad de 4,9 metros y una pendiente de 89,42°. Además, las tolerancias laterales que el pilar tendrá respecto al cáliz serán de 100 mm por cada lado.

- Armadura de la placa: en la cara superior se ha empleado una malla tipo Q188A, con barras con diámetros 25 mm y con una separación de 0,25 metros. Con esto, se ha obtenido un área de armadura de 19,63 cm²/m.
En la cara inferior se ha empleado una malla tipo Q335A, con tres áreas de distribución por cada dirección (X, Y). Todas las áreas de distribución están formadas por barras de diámetro 25 mm separadas entre sí 0,15 metros. Con esto obtenemos un área de armadura inferior de 32,72 cm²/m.
- Armadura del bloque: para los cercos horizontales se ha optado por tres áreas de distribución con 3 cercos horizontales de diámetro 25 mm, teniendo un área de armadura de .
Para los cercos verticales se ha optado por cercos de diámetro 25 mm separados entre sí 0,12 metros, obteniendo un área de armadura de 127,63 cm².
- Recubrimiento de hormigón: se ha aplicado un recubrimiento de 40 mm por toda la cara inferior y el lateral de la zapata, y de 30 mm en la cara superior y el cáliz. Estos valores cumplirán normativa y permitirán una protección frente a las condiciones del terreno.

3.3.4. Cubierta y arco

Como se ha mencionado en el apartado 2.4, son dos elementos que colaborarán conjuntamente para sostener todas las cargas que actúen sobre la cubierta, actuando como si fuera todo uno.

Cubierta

Las vigas transversales de la cubierta estarán formadas por las siguientes secciones:

- Cordón superior e inferior: las 6 vigas de cada extremo (12 en total) están formadas por una sección circular de acero tipo S500J0 hueca con diámetro 500 mm y un espesor de 75 mm.
Las 4 vigas del centro están formadas por una sección circular de acero tipo S500J0 hueca con diámetro 550 mm y un espesor de 65 mm.
- Diagonales y uniones horizontales: formadas por una sección circular hueca de acero tipo S500J0, con un diámetro de 193,7 mm y un espesor de 16 mm.

Las vigas longitudinales de la cubierta estarán formadas por las siguientes secciones:

- Cordón superior e inferior: las 3 vigas iniciales están formadas por una sección circular de acero tipo S500J0 hueca con diámetro 300 mm y un espesor de 30 mm.
Las dos vigas que soportan la tracción debido al arco tienen una sección circular hueca de acero tipo S500J0 de diámetro 610 mm y un espesor de 120 mm.
- Diagonales y uniones horizontales: en las 3 primeras vigas formadas por una sección circular hueca de acero tipo S500J0, con un diámetro de 139,7 mm y un espesor de 10 mm.
En las dos vigas del extremo, están formadas principalmente por una sección circular hueca de acero tipo S500J0 de diámetro 177,8 mm y espesor 12,5 mm. En los extremos de las vigas, se habrán reforzado estas secciones empleando una sección de diámetro 244,5 mm y espesor 40 mm.

Arco

Estará formado por una sección circular hueca de acero tipo S500J0 de diámetro exterior 1,5 metros y un espesor de 125 mm, sometida principalmente a compresión.

El arco estará unido a la cubierta mediante tirantes de acero S500J0, sometido únicamente a tracción, de sección circular con unas dimensiones de diámetro 230 mm.

3.4. Resultados de la simulación

En este subapartado, se hará un resumen sobre los resultados obtenidos de la simulación, indicando las barras más críticas del cálculo y su grado de aprovechamiento para todas las comprobaciones realizadas según el caso.

Para ello, dividiremos el subapartado en dos partes: estado límite último (ELU) y estado límite de servicio (ELS).

3.4.1. Estado límite último (ELU)

En este apartado, aportaremos los resultados provenientes del cálculo del estado límite último, donde se valora la capacidad resistente de la estructura en el caso de cargas más desfavorable.

En este caso, la combinación de carga más desfavorable ha sido la número 22, que la que está compuesta por la siguiente ecuación:

$$CO23 = 1,35 \cdot PP + 1,05 \cdot SCU (interior) + 1,5 \cdot N + 0,9 \cdot V (+Y)$$

En donde podemos ver que la carga de nieve es la que está actuando como carga dominante.

Separaremos los resultados en función del material (acero y hormigón), debido a que cada uno está sujeto a diferentes comprobaciones.

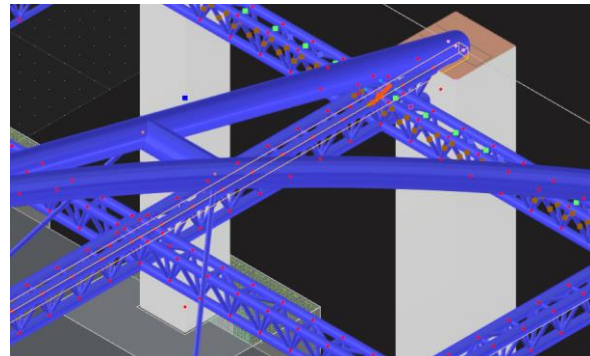
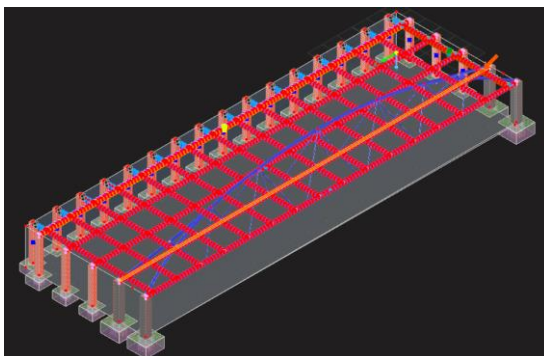
Acero

Para todos los elementos que estén formados por acero, en nuestro caso la cubierta junto con el arco, se han realizado las siguientes comprobaciones en las secciones según indica la normativa EN 1993-1-1:

- Tracción.
- Torsión.
- Cortante (respecto ejes Y, Z).
- Cortante (respecto ejes Y, Z) y torsión.
- Flexión (respecto ejes Y, Z).
- Tensión normal y tangencial.
- Flexión biaxial, esfuerzo axil y cortante.
- Flexión (respecto ejes Y, Z), esfuerzos axil y cortante.

Tras realizar un análisis conjunto de la cubierta, podemos llegar a la conclusión de que las barras más solicitadas con las siguientes:

Cordón superior derecho (barra 5527), x = 250 m. Sección circular hueca 610x120 mm.	Fuerzas (kN, m)						Relación de control de cálculo (η) < 1
	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	
	16535,7	-2534,73	-1313,53	-83,22	-2721,31	5478,02	0,95 (Tensión normal y tangencial)



Cordón inferior (barra 8387), x = 1 m. Sección circular hueca 550x65 mm.	Fuerzas (kN, m)						Relación de control de cálculo (η) < 1 0,953 (flexión respecto Y, axil y cortante)
	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	
	-27907,6	-7,88	3045,22	-12,54	3050,36	-4,32	

Cordón inferior (barra 10018), x = 1 m. Sección circular hueca 500x75 mm.	Fuerzas (kN, m)						Relación de control de cálculo (η) < 1 0,975 (tensión normal y tangencial)
	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	
	-18205,2	43,34	2187,55	-83,02	2192,75	37,58	

Tabla 19: resultados en barras más solicitadas

Como conclusión de estos resultados, podemos destacar que en todos ellos la sección más crítica se encuentra en los extremos de las vigas, cerca de las zonas donde ocurre la conexión con los pilares. Esto se debe a dos factores, el incremento del momento flector por el aumento de la distancia hasta la fuerza de aplicación, y el aumento del axil hasta el apoyo.

Analizando el arco, como podemos ver en la siguiente tabla, podemos destacar su bajo ratio de control de cálculo:

Arco (barra 10646), x = 69,836 m. Sección circular hueca 1500x125 mm.	Fuerzas (kN, m)						Relación de control de cálculo (η) < 1 0,477 (flexión respecto Y, axil y cortante)
	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	
	-96430,7	17,57	5169,45	6,70	25480,80	-95,67	

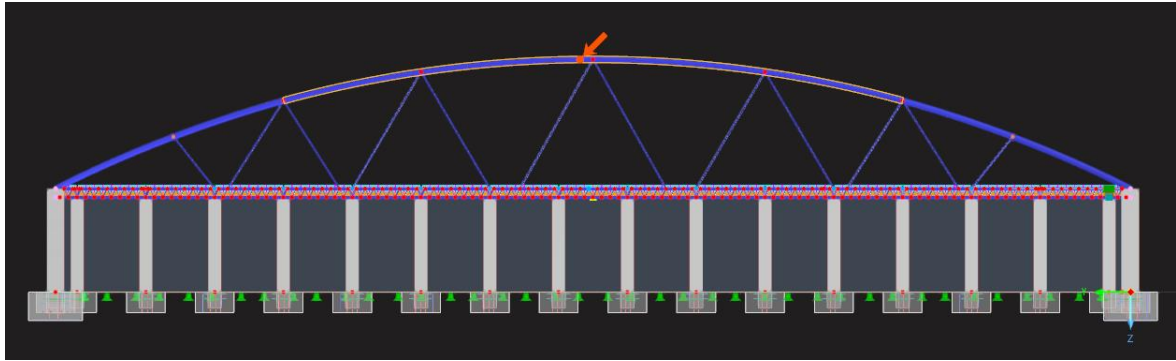


Tabla 20: resultados en el arco en la sección más solicitada

Se ha optado por mantener esta sección a pesar de su bajo aprovechamiento debido a que colabora a mantener controlada la flecha para la comprobación de estado límite de servicio (ELS).

Hormigón

Para todos los elementos que estén formados por hormigón, en nuestro caso los pilares, se han realizado las siguientes comprobaciones:

- Resistencia de la sección.
- Resistencia a cortante.
- Resistencia a torsión.
- Resistencia de interacción. Uso de las bielas de compresión inclinadas debido a torsión y cortante.
- Resistencia de interacción. Uso de los cercos de torsión debidos a torsión y cortante.
- Resistencia de interacción. Uso de la armadura longitudinal de torsión debida a torsión, flexión, axil y cortante.

Tras realizar un análisis de todos los pilares, podemos destacar de cada tipo de sección los más críticos que son los siguientes:

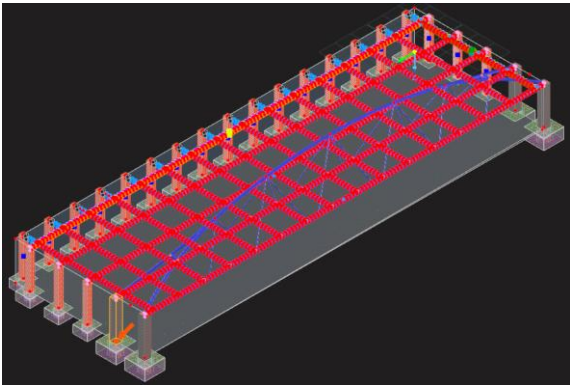
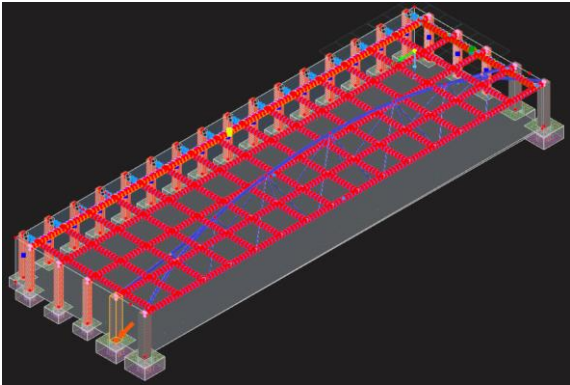
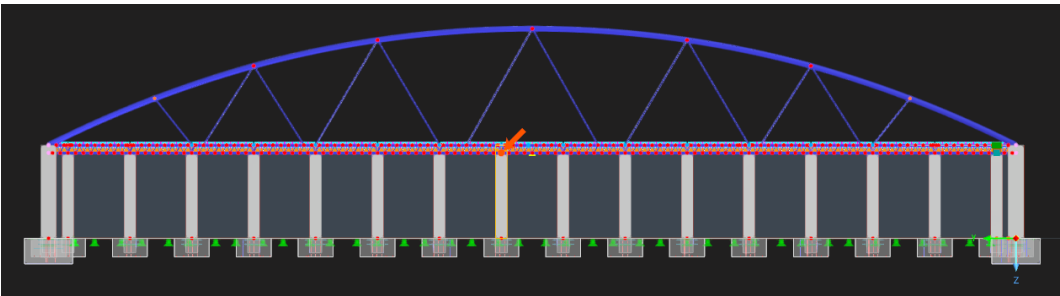
Pilar (barra 10368), x = 19 m. Sección cuadrada 4x4 m.	Fuerzas (kN, m)						Relación de control de cálculo (η) < 1
	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	
	-29945,1	0	-4860,38	-42971,1	19822,1	0	0,871 (uso de los cercos de torsión debidos a torsión y cortante)
							
Pilar (barra 10368), x = 0 m. Sección cuadrada 4x4 m.	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	Relación de control de cálculo (η) < 1
	-40010,10	0	-4860,38	-42971,1	112169,0	0	0,706 (uso de la capacidad torsional de cálculo solo con momento torsor)
							
Pilar (barra 19), x = 22 m. Sección cuadrada 3x3 m.	Fuerzas (kN, m)						Relación de control de cálculo (η) < 1
	N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z	
	-4183,64	-18,98	-149,74	149,84	-55520,0	-18,42	0,834 (resistencia de la sección)
							

Tabla 21: resultados en barras más solicitadas

3.4.2. Estado límite de servicio (ELS)

En este apartado, se mostrarán los resultados provenientes del estado límite de servicio. En este estado, las solicitudes son menores en comparación con el estado límite último (ELU), sin embargo, las comprobaciones son distintas ya que se valora que la estructura se comporte adecuadamente (deformaciones y durabilidad) para poder desempeñar la función para la que ha sido diseñada.

El estado límite de servicio lo encontraremos con la siguiente combinación de cargas:

$$C055 = PP + 0,7 \cdot SCU (\text{interior}) + N + 0,6 \cdot V (+X)$$

A continuación, separaremos los resultados del ELS según el material (acero y hormigón)

Acero

Para las barras compuestas por acero, se han realizado las siguientes comprobaciones:

- Flechas insignificantes.
- Flecha en dirección Z.
- Flecha en dirección Y.

Solo se comprobará la flecha en dirección Z, ya que el resto de las flechas se pueden despreciar debido a que son mucho más pequeñas o nulas respecto el límite establecido.

Para la flecha en dirección Z, de acuerdo con la normativa del CTE DB SE, se ha establecido un límite de flecha máxima $L/400$, debido a que en nuestro caso estamos en la situación que se describe en el CTE DB SE, apartado 4.3.3.1 como “tabiques ordinarios”:

- 1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
 - a) $1/500$ en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
 - b) $1/400$ en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
 - c) $1/300$ en el resto de los casos.

Tras el cálculo, obtenemos los siguientes resultados:

- Vigas transversales: con una deformación máxima de $184'5$ mm y un límite de $202'5$ mm, se ha obtenido una relación de criterio de cálculo de $0'911$. Este valor de flecha lo podemos encontrar en la viga transversal central en la posición $x = 45$ metros.
- Vigas longitudinales: con una deformación máxima de $390'9$ mm y un límite de 625 mm, se ha obtenido una relación de criterio de cálculo de

0'625. Este valor de flecha lo podemos encontrar en la cuarta viga longitudinal (comenzando desde la posición inicial) en la posición $x = 125$ metros.

Gráficamente, la deformación global de la estructura en conjunto, multiplicada por un factor visual de 40 para observarla mejor, sería de la siguiente manera:

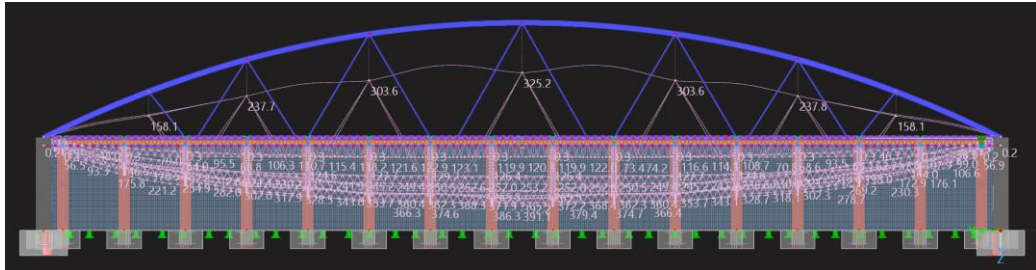


Figura 24: deformación global, vista alzado

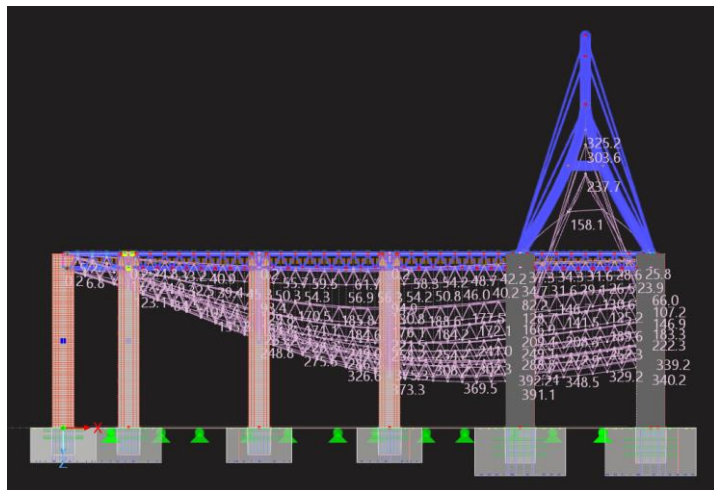


Figura 25: deformación global, vista perfil

Hormigón

Para las barras compuestas por acero, se han realizado las siguientes comprobaciones:

- Control de fisuras: área mínima de armadura.
- Control de fisuras: cálculo de aberturas de fisura.
- Control de flechas.
- Límite de tensiones en la armadura.

Tras realizar un análisis, tras el cálculo, podemos destacar las siguientes barras:

- Barra 10638: se cumple el criterio más crítico en esta sección, que pertenece a la comprobación de área mínima de armadura según la normativa EN 1992-1-1, 7.3.2, con un criterio de cálculo de 0,825.

Este resultado se ha obtenido con un área de armadura de 280,12 cm², siendo el límite calculado de 231,08 cm².

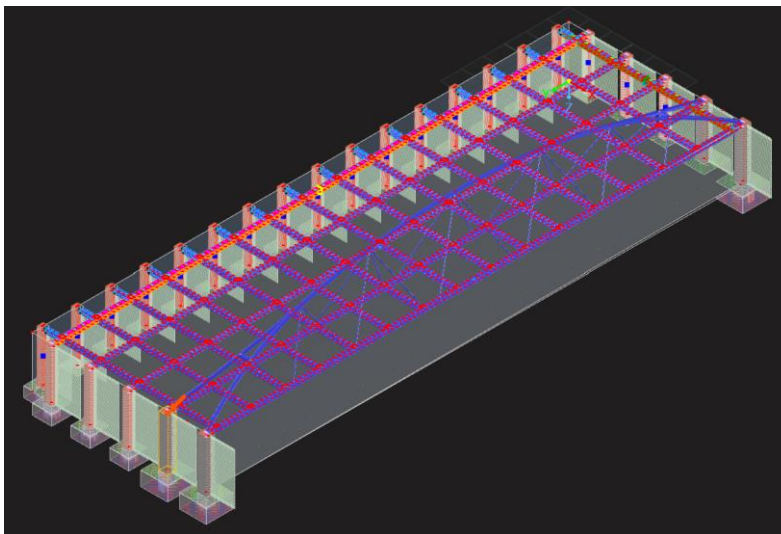


Figura 26: ubicación barra 10638

- Barra 10638:
 - Área mínima de armadura: se cumple esta comprobación con un criterio de cálculo de 0,918. Este resultado se ha obtenido con un área de armadura de 141,37 cm², siendo el límite calculado de 128,81 cm²
 - Control de fisuras. Cálculo de aberturas de fisura: se cumple esta comprobación con un criterio de cálculo de 0,952. Este resultado se ha obtenido con una abertura de 0,286 mm, siendo el límite calculado de 0,3 mm.
 - Límite de tensiones de armadura: se cumple esta comprobación con un criterio de cálculo de 0,926. Este resultado se ha obtenido con una tensión de tracción máxima de armadura de 407,267 N/mm², siendo el límite calculado de 440 N/mm².

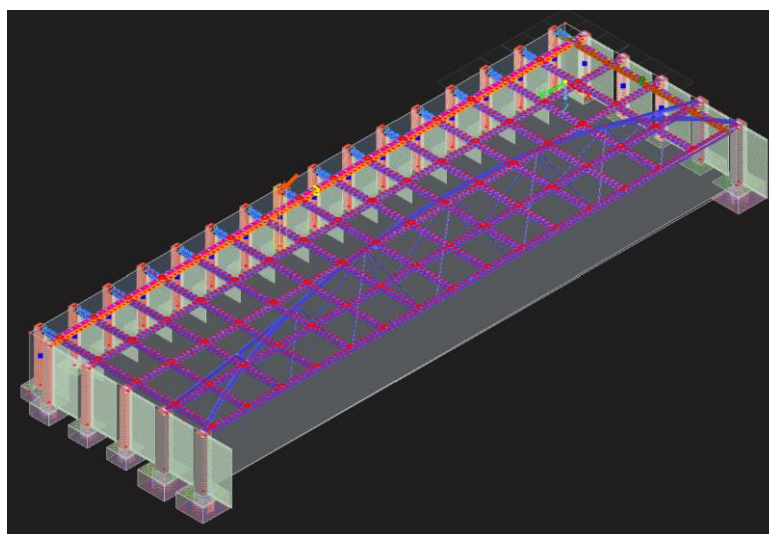


Figura 27: ubicación barra

Además de estas comprobaciones, en el Anexo 1 se podrán encontrar más comprobaciones de detalles y reglas del diseño de armaduras y hormigón, como puede ser separación entre armaduras, diámetros máximos...

Finalmente, en el Anexo 1 podemos encontrar un informe exportado de RFEM 6 con los cálculos realizados en cada comprobación para cada barra.

CAPÍTULO 4: Conclusiones

En este proyecto, se ha realizado el diseño y cálculo de un edificio icónico como es el Hangar 6 de La Muñoza, cuya estructura esta formada por acero y hormigón armado. A modo de resumen, podemos obtener las siguientes conclusiones:

- Se ha realizado el diseño y cálculo de la cubierta de acero del edificio, mediante el programa de cálculo RFEM 6, basándonos en datos reales del edificio de la realidad, cumpliendo tanto normativa nacional como puede ser el CTE, como normativa europea como puede ser el Eurocódigo. Todo ello me ha servido de gran utilidad para entender y manejar este tipo de estructuras complejas, que a pesar de que ha sido todo un reto, se ha conseguido el objetivo deseado.
- Se ha profundizado en el cálculo del hormigón y la cimentación, destacando el diseño de la armadura y de recubrimientos. Esta parte ha sido la que más retos me ha supuesto, ya que se manipulaban unos valores de esfuerzos y dimensiones poco comunes en el sector, debido a la singularidad de la estructura.
- Se ha comprobado el funcionamiento global de la estructura, observando como le afectan los cambios, y viendo el nivel de refinamiento que se puede alcanzar hoy en día con programas de cálculo como el empleado en el presente proyecto. Además, se ha verificado el cumplimiento del ELU y ELS con la normativa aplicada.
- Se ha adquirido gran habilidad con el programa de cálculo RFEM 6, aprendiendo sobre varios complementos del programa, como puede ser el cálculo de acero y sus uniones, o el de hormigón y cimentaciones. Todo esto me será de gran ayuda para proyectos futuros con este programa o similares.

CAPÍTULO 5: Bibliografía

- (s.f.). Obtenido de Horta Coslada: <https://www.hortacoslada.com/es/proyectos/iberia-hangar-6/>
- (11 de Agosto de 2025). Obtenido de Wikipedia, la enciclopedia libre: https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_arco_tesado
- AENA. (13 de Febrero de 2025). *Temáticas.org*. Obtenido de <https://tematicas.org/indicadores-economicos/indicadores-de-produccion-y-demanda-nacional/servicios/trafico-aereo-regular-aeronaves/>
- Casas, A. (Agosto de 2025). *Arqhys.com*. Obtenido de <https://www.arqhys.com/casas/estructuras-definicion.html>
- Colegio Oficial de Aparejadores, Arquitectos Técnicos e Ingenieros de Ibiza y Formentera*. (s.f.). Obtenido de <https://coaateef.org/colegiados/biblioteca/normativa-construccion/materiales-y-productos/anexo-eurocodigos/>
- García, J. T. (11 de Septiembre de 2013). *Ingeniería y Estructuras Troyano*. Obtenido de <https://www.ingenieriayestructuras.com/sistema-pendolas-network-puentes-bowstring/>
- Gómez, R. (10 de Agosto de 2023). *Huffington Post*. Obtenido de <https://www.huffingtonpost.es/sociedad/iberia-abre-publico-gigantesco-hangar-6.html>
- Ministerio de Fomento. (Abril de 2009). *Código Técnico de la Edificación*. Obtenido de <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>
- Palacios, D. I. (12 de Octubre de 2022). *GoConqr*. Obtenido de <https://www.goconqr.com/mapamental/37925142/analisis-de-estructuras-y-centroides-momentos-de-inercia-y-friccion>
- Torroja, I. d. (s.f.). *Código Técnico de la Edificación*. Obtenido de <https://www.codigotecnico.org/QueEsCTE/QueEsElCTE.html>
- Trejo, A. (17 de Febrero de 2025). *Grupo Geg*. Obtenido de <https://grupogeg.com/2025/02/17/cimentaciones-que-tipos-hay-y-como-elegir-la-correcta/>
- Wikipedia, la enciclopedia libre*. (15 de Junio de 2025). Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo_de_Newton