



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial

DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA  
PARA UN ESTABLECIMIENTO DESTINADO A  
ALBERGAR UN CONCESIONARIO DE AUTOMOVILES  
DE 2730 m<sup>2</sup> EN CATARROJA, VALENCIA

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales

AUTOR/A: Marín Avilés, Enrique

Tutor/a: Molines Cano, José Miguel

Cotutor/a: Jimenez Mocholi, Antonio José

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCUOLA TÉCNICA  
SUPERIOR INGENIERÍA  
INDUSTRIAL VALENCIA

Curso Académico:



## **AGRADECIMIENTOS**

A mi familia y amigos por todo el apoyo brindado a lo largo de toda la carrera.

A mis tutores, José Miguel Molines Cano y Antonio José Jiménez Mocholí, por su gran ayuda y motivación sin la que no habría sido posible la realización de este trabajo.





# DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA UN ESTABLECIMIENTO DESTINADO A ALBERGAR UN CONCESIONARIO DE AUTOMOVILES DE 2730 $m^2$ EN CATARROJA, VALENCIA

## **RESUMEN**

El objeto del presente proyecto es el diseño y cálculo de una estructura metálica destinada a un concesionario de automóviles en Catarroja. Concretamente, se desea cubrir una superficie aproximada de 2.730  $m^2$  actualmente sin edificar. La estructura se compone de un conjunto de cerchas metálicas sobre pilares, con cubierta plana.

Se aplica la normativa del Código Técnico de la Edificación. El proyecto se complementa con la documentación gráfica que define la solución adoptada, y una valoración económica del proyecto.

En este trabajo se ponen en práctica los conocimientos adquiridos en asignaturas como Estructuras, Tecnología de la Construcción o Proyectos del grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales y se desarrollan competencias propias de dicho grado.

Palabras Clave: Cálculo estructural, estructura metálica, concesionario de automóviles.

# DISSENY I CÀLCUL D'UNA ESTRUCTURA METÀL·LICA PER A UN ESTABLIMENT DESTINAT A ALBERGAR UN CONCESSIONARI DE AUTOMÒBILS DE 2730 $m^2$ EN CATARROJA

## RESUM

L'objecte del present projecte és el disseny i càlcul d'una estructura metàl·lica destinada a un concessionari d'automòbils en Catarroja. Concretament, el cobriment d'una superfície aproximada de 2.730  $m^2$  actualment no edificat. L'estructura es compon d'un conjunt de gelosies metàl·liques sobre pilars amb coberta plana.

S'aplica la normativa del Codi Tècnic de l'Edificació. El projecte es complementa amb la documentació gràfica que defineix la solució adoptada, i una valoració econòmica del projecte.

En aquest treball es posen en pràctica els coneixements adquirits en assignatures com Estructures, Tecnologia de la Construcció o Projectes del Grau en Enginyeria en Tecnologies Industrials i es desenvolupen competències pròpies d'aquest grau.

Paraules clau: Càlcul Estructural, estructura metàl·lica, concessionari d'automòbils.



# DESIGN AND CALCULATION OF A STEEL STRUCTURE OF A 2730 $m^2$ CAR DEALERSHIP IN CATARROJA, VALENCIA.

## **ABSTRACT**

This project aims to design and calculate a steel building structure for a car dealership in Catarroja. Specifically, it is desired to cover an approximate area of 2,730  $m^2$ . The structure is composed of framed metallic trusses over pillars with flat roof.

This work is based on the current Spanish regulation: CTE. The project is complemented by graphic documentation that defines the solution adopted and an economic assessment of the project.

This project uses the knowledge acquired throughout the Degree in Industrial Technology Engineering. In subjects such as Structures, Construction Technology, or Projects. It will also improve and develop the competencies of the degree.

Keywords: Structural analysis, steel structure, car dealership.





## Índice de la Memoria

MEMORIA.....	11
1. Introducción .....	12
1.1 Objeto del trabajo .....	12
1.2 Justificación del proyecto .....	12
1.3 Motivaciones del proyecto.....	12
1.4 Antecedentes .....	12
2. Situación y emplazamiento .....	13
3. Normativa aplicada .....	14
4. Requerimientos espaciales y constructivos .....	15
4.1 Descripción .....	15
4.2 Distribución en planta .....	15
5. Descripción de la solución aportada .....	17
5.1 Solución adoptada.....	17
5.1.1 Actuaciones previas.....	18
5.1.2 Pórticos.....	18
5.1.3 Fachada lateral .....	19
5.1.4 Sistema Contraviento .....	19
5.1.5 Viga Perimetral .....	20
5.1.6 Placas de Anclaje .....	20
5.1.7 Cimentación.....	21
5.2 Cerramientos .....	22
6. Resumen del Presupuesto.....	22
7. Cálculo estructural .....	24
7.1 Materiales.....	24
7.2 Acciones en la edificación .....	24
7.2.1 Acciones permanentes .....	25
7.2.2 Acciones variables .....	25
7.3 Hipótesis de cálculo consideradas en la estructura .....	33
7.3.1 Capacidad Portante. Combinaciones de cálculo. ....	33

7.3.2 Aptitud al servicio. Combinaciones de cálculo.....	36
7.4 Comprobaciones.....	37
7.4.1 Estados Límite Últimos .....	37
8. Comprobación de las cimentaciones .....	51
8.1 Comprobaciones de los estados límites basadas en coeficientes parciales .....	52
8.1.1 ELU – Hundimiento.....	52
8.1.2 ELU – Vuelco .....	54
8.1.3 ELU – Deslizamiento .....	56
9. COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ANCLAJE .....	58
9.1 Placa de anclaje .....	58
9.1.1 Determinación del modelo mecánico .....	59
9.1.2 Comprobaciones para las placas laterales y frontales .....	63
9.1.3 Comprobaciones para las placas de esquina.....	67
9.2 Anclajes.....	71
9.2.1 ELU Agotamiento de los pernos .....	71
9.2.2 ELU Anclaje de los pernos.....	74
10. Conclusiones.....	78
11. Bibliografía .....	79
PRESUPUESTO .....	80
PLANOS.....	92

## Índice de figuras

<b>Figura 1</b> Localización del polígono industrial “El Bony” .....	<b>13</b>
<b>Figura 2</b> Parcelas seleccionadas para el proyecto .....	<b>14</b>
<b>Figura 3</b> Distribución en planta .....	<b>16</b>
<b>Figura 4</b> Vista 3D de la estructura .....	<b>17</b>
<b>Figura 5</b> Vista 2D de los pórticos interiores .....	<b>18</b>
<b>Figura 6</b> Vista 2D de los pórticos de fachada .....	<b>19</b>
<b>Figura 7</b> Vista 2D de la fachada lateral.....	<b>19</b>
<b>Figura 8</b> Vista 2D de los arriostramientos de cubierta.....	<b>20</b>
<b>Figura 9</b> Placas de anclaje empleadas.....	<b>21</b>
<b>Figura 10</b> Vista en planta de las zapatas .....	<b>22</b>
<b>Figura 11</b> Acciones sobre el edificio.....	<b>24</b>
<b>Figura 12</b> CTE DBSE-AE, Anejo D, Figura D.1. Valor básico de la velocidad del viento .....	<b>27</b>
<b>Figura 13</b> CTE DBSE-AE, Anejo D, Tabla D.3. Parámetros Verticales.....	<b>29</b>
<b>Figura 14</b> CTE DBSE-AE, Anejo D, Tabla D.4. Coeficientes globales de fuerza para Cubiertas Planas .....	<b>30</b>
<b>Figura 15</b> CTE DBSE-A, Figura 6.5. Coeficientes de distribución .....	<b>44</b>
<b>Figura 16</b> CTE DBSE, Figura 4.1. Desplomes.....	<b>50</b>
<b>Figura 17</b> CTE DBSE-C, Figura 4.8. Ejemplos de estados límite últimos .....	<b>51</b>
<b>Figura 18</b> Vista en planta de las zapatas .....	<b>52</b>
<b>Figura 19</b> CTE DBSE-A, Figura 8.12.a. Basas de soporte. Área eficaz de la base en compresión	<b>60</b>
<b>Figura 20</b> Área eficaz de la base en compresión de la Zapata Lateral y Zapata Esquina .....	<b>60</b>
<b>Figura 21</b> Área eficaz de la base en compresión de la Zapata Frontal .....	<b>61</b>
<b>Figura 22</b> Placa de anclaje con cartelas en una dirección .....	<b>62</b>
<b>Figura 23</b> Bloque de compresiones del conjunto Placa + Cartelas .....	<b>64</b>
<b>Figura 24</b> Secciones AA' y BB' .....	<b>64</b>
<b>Figura 25</b> Secciones AA' y BB' .....	<b>66</b>
<b>Figura 26</b> Placa de anclaje lateral .....	<b>70</b>
<b>Figura 27</b> Placa de anclaje frontal .....	<b>70</b>
<b>Figura 28</b> Placa de anclaje de esquina .....	<b>70</b>
<b>Figura 29</b> CE – Figura 49.5.1.1 Procedimientos normalizados para los anclajes extremos de las barras .....	<b>75</b>





# MEMORIA

## **1. Introducció**

### **1.1 Objeto del trabajo**

El objeto del siguiente documento es la realización del Trabajo Final de Grado (TFG), del alumno Enrique Marín Avilés, matriculado en el Grado de ingeniería en Tecnologías Industriales (GITI) en la Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial (ETSII).

Este trabajo consiste en el diseño y cálculo estructural de una nave industrial en el polígono industrial “El Bony” situado en la localidad de Catarroja. Dicha nave, destinada a albergar un concesionario de automóviles, tiene una superficie de 2.730 m<sup>2</sup>.

### **1.2 Justificación del proyecto**

El desarrollo de este Trabajo Final de Grado conlleva la finalización de los estudios de grado y su posible continuación en los estudios de postgrado, concretamente en el Máster en Ingeniería Industrial.

En este proyecto se ponen en práctica los conocimientos adquiridos durante el grado y se obtienen nuevos mediante la realización de un problema real. Así como la familiarización del alumno con proyectos y normativas vigentes.

El diseño de la estructura metálica se ha realizado mediante el software AutoCAD de Autodesk.

El cálculo resistente de la estructura se realiza mediante el software SAP2000.

El proyecto queda completado con la inclusión del presupuesto y de los planos necesarios para la completa definición de este.

### **1.3 Motivaciones del proyecto**

La elección de este TFG se debe al interés en materias relacionadas con el tema de este trabajo como pueden ser las asignaturas de Elasticidad y resistencia de los materiales, Estructuras, Tecnología de la construcción y Proyectos entre otras.

### **1.4 Antecedentes**

El envejecimiento de la flota automovilística española (13,1 años según el reporte de ACEA en 2022, siendo la media europea 11,8 años) augura un aumento de ventas de coches de los próximos años.

Además, la nueva ley europea que prohíbe la venta de coches nuevos de combustión para 2035 también propicia la compra de nuevos vehículos eléctricos que pueden ser albergados en el concesionario diseñado.

Por todo esto, el alumno cree que la creación de un nuevo concesionario puede solucionar el problema de la futura demanda de automóviles de los próximos años.

## 2. Situación y emplazamiento

La nave industrial se va a construir en el polígono industrial “El Bony” situado en la localidad de Catarroja, en la provincia de Valencia.



Figura 1: Localización del polígono industrial “El Bony”.

Se han escogido dos parcelas situadas próximas a la autovía V-31, conocida coloquialmente como Pista de Silla. Este es un emplazamiento idóneo debido a la gran accesibilidad y visibilidad que tiene la zona.

Ambas parcelas se encuentran en Camino de las Eras. La mayor de ellas, con una superficie de  $5005 \text{ m}^2$  colinda con la Calle Vial Servicio Pista Silla, mientras la menor posee una superficie de  $3397 \text{ m}^2$ .

A continuación, se muestra una tabla con los datos de ambas parcelas:

Parcela	Ref. Catastral	Superficie ( $\text{m}^2$ )	Clase	Uso
34	4539334YJ2643N	3.397	Urbano	Suelo sin edif.
32	4539332YJ2643N	5.005	Urbano	Suelo sin edif.

Tabla 1: Datos de las parcelas.



Figura 2: Parcelas seleccionadas para el proyecto

### 3. Normativa aplicada

La normativa fundamental considerada a la hora de realizar este proyecto es la de obligado cumplimiento en España para este tipo de construcciones.

- Código Técnico de la Edificación (CTE), correspondiente al Real Decreto 314/2006, publicado el 17 de marzo. Para la realización de este TFG se han tenido en cuenta especialmente los siguientes documentos, obtenidos a 15 de mayo de 2022:
  - Código técnico de la edificación Documento Básico seguridad estructural, (SE)
  - Código técnico de la edificación Documento Básico seguridad estructural, acciones en la edificación (SE-AE).
  - Código técnico de la edificación Documento Básico seguridad estructural, cimientos (SE-C).
  - Código técnico de la edificación Documento Básico seguridad estructural, acero (SE-A).
- Código estructural, correspondiente al Real Decreto 470/2021, aprobado el 29 de junio.

Además de toda la legislación previamente nombrada, también se aplicará la correspondiente al municipio de Catarroja, obtenida desde la página web de su ayuntamiento a fecha de 24 de abril de 2022.



## 4. Requerimientos espaciales y constructivos

### 4.1 Descripción

Se ha elegido 2 dos parcelas contiguas de diferente tamaño que ocupan una superficie de  $8004m^2$ , de los cuales se ocuparan  $2730 m^2$ .

Ambas parcelas pertenecen a la Zona de ordenación urbanística de tipo Industrial; subzona, Industria mediana, del municipio de Catarroja. Según la normativa de estas zonas, se debe cumplir:

- Retranqueo a fachadas: 5 m.
- Altura reguladora máxima: 9 m.
- Altura reguladora máxima de cumbrera: 12 m.
- Altura libre máxima de planta baja: 9 m.
- Altura libre mínima de planta baja: 4 m.
- Número máximo de plantas: 2.
- Ocupación máxima de parcela: 80%.

Siguiendo la normativa, se diseña una nave a base de cerchas con cubierta plana de 35 metros de luz y 78 de profundidad, con un coeficiente de ocupación del 34,11%. La superficie libre se destinará principalmente para aparcamientos.

### 4.2 Distribución en planta

El concesionario está formado por una única nave dividida en dos sectores contiguos. El primero, destinado a la exhibición de los automóviles y situado en la parte frontal de la nave, tiene unas dimensiones de 56 metros de profundidad y 35 de largo. Y el segundo, de 22 metros de profundidad y 35 de largo, destinado a oficinas, aseos y almacén. En la figura 3 se observa con detalle la distribución en planta propuesta.

Disponemos de:

- Zona de exhibición de automóviles de  $1960 m^2$
- Aseos de  $125 m^2$
- Una oficina de  $125 m^2$
- Dos oficinas de  $130 m^2$
- Un almacén de  $198 m^2$

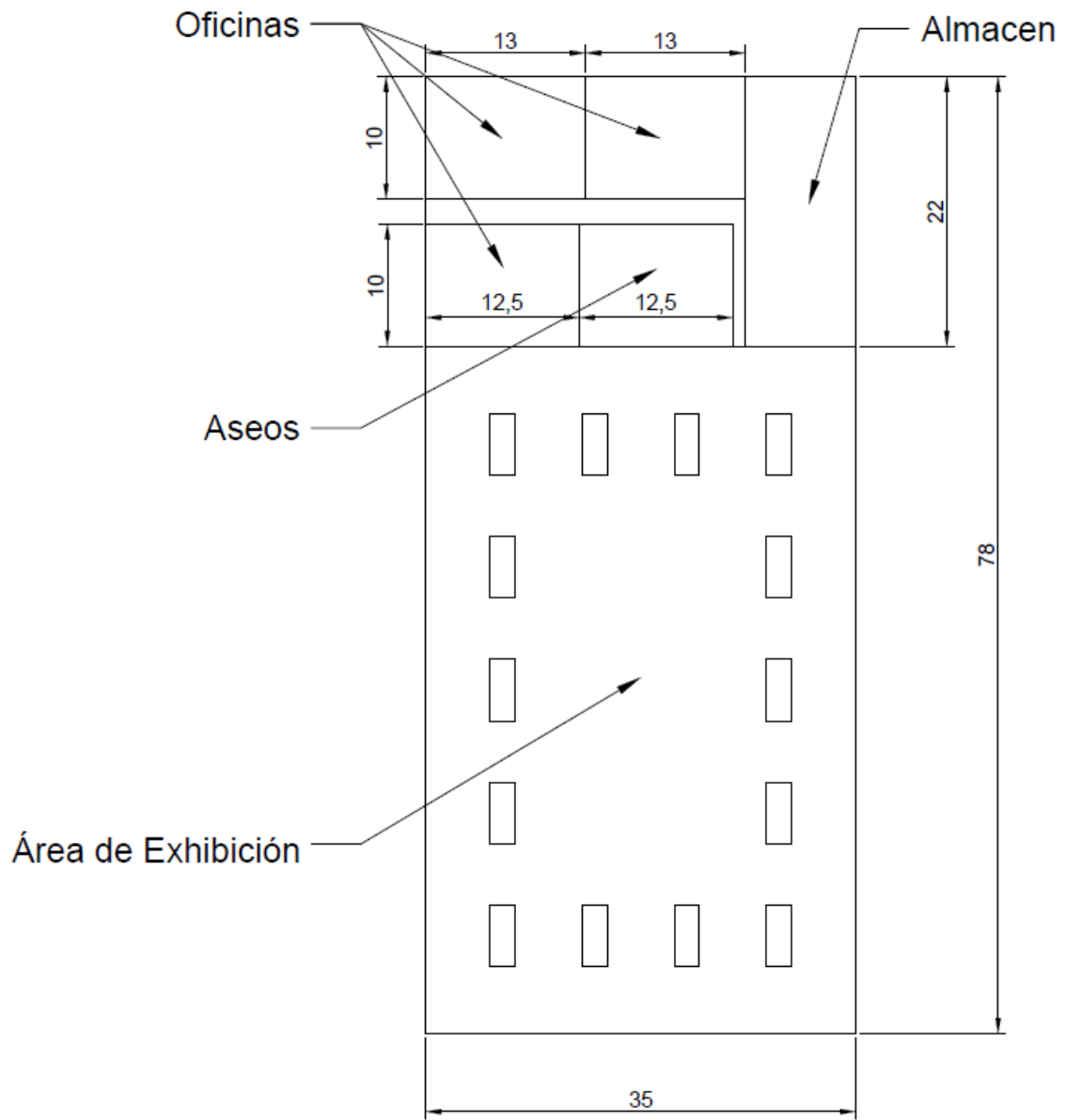


Figura 3: Distribución en planta.

## 5. Descripción de la solución aportada

### 5.1 Solución adoptada

La solución propuesta es una nave rectangular de 78 metros de profundidad por 35 de largo, abarcando una superficie total de  $2625 m^2$ .

La nave está formada por 14 pórticos, separados entre sí 6 metros. Poseen una altura de pilar 6,25 metros. Los pórticos interiores presentan una viga tipo Pratt de módulo 1,25 metros y altura 1,75 metros.

El sistema de arriostramiento de la nave se ha resuelto mediante cruces de San Andrés en los pórticos laterales, para transmitir los esfuerzos hasta la cimentación, junto con vigas contraviento tipo Pratt con diagonales duplicadas en la cubierta.

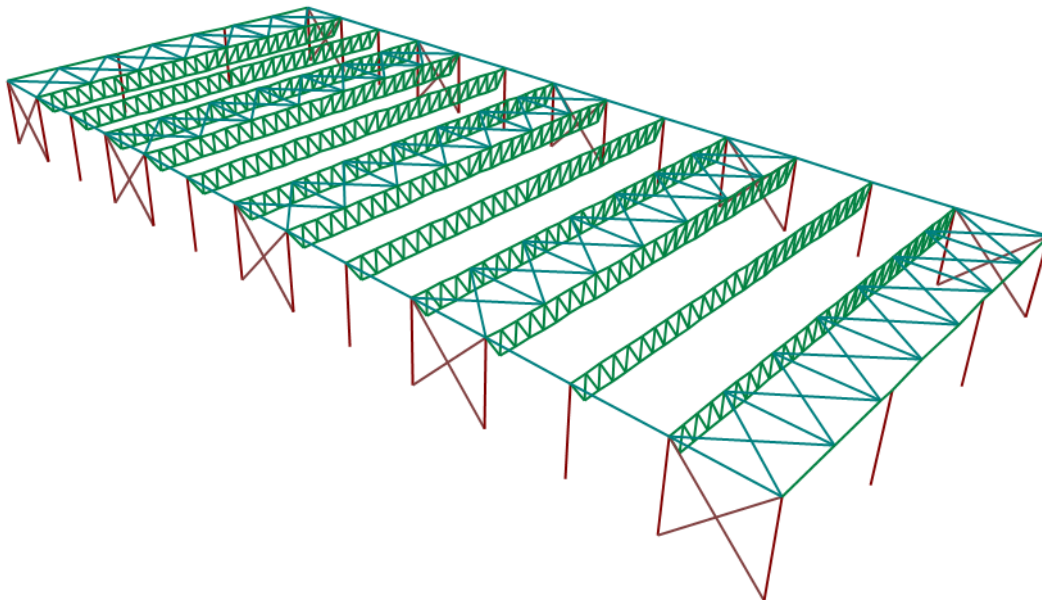


Figura 4: Vista 3D de la estructura.

Como la nave supera los 40 metros de profundidad, se deben considerar las tensiones y dilataciones provocadas por la acción térmica. Para evitarlo, se colocarán juntas de dilatación en la estructura para que esta quede dividida en tramos de longitudes inferiores a 40 metros.

Para el cerramiento, se ha optado por cristalerías para las paredes laterales y la fachada frontal. Para la cubierta, se ha escogido el panel tipo sándwich.

### 5.1.1 Actuaciones previas

Se debe realizar un desbroce superficial del terreno, para eliminar la vegetación ya existente y posteriormente excavar las zanjas de la cimentación. En estas zanjas se verterá un hormigón de limpieza hasta cubrir 10 cm. Esto evita la contaminación del hormigón estructural usado para la correcta fijación al terreno de la estructura.

### 5.1.2 Pórticos

Nuestra estructura se ha resuelto mediante 14 pórticos separados todos ellos 6 metros entre sí. Todos los pórticos son de acero laminado S 275 JR. Los pilares se encuentran empotrados en la base, soldados a las placas de anclaje y articulados en la parte superior. Estos pórticos se dividen en dos tipos, pórticos interiores y de fachada.

#### 5.1.2.1 Pórticos Interiores

Estos pórticos se encuentran en el interior de la estructura y la constituyen en su totalidad a excepción de los extremos. Encontramos 12 pórticos de este tipo.

Estos tienen unas dimensiones de 6,25 metros de altura por 35 metros de Luz. Están formados por pilares HEB 220 y una viga tipo Pratt de 1,25 metros de modulo y 1,75 metros de montante.

Para la viga se han empleado los siguientes perfiles cuadrados:

- Cordones: #125x125x8
- Diagonales y montantes: #80x80x5

Se ha decidido eliminar los extremos del cordón inferior por motivos estéticos ya que es una barra que no afecta al diseño de la estructura.

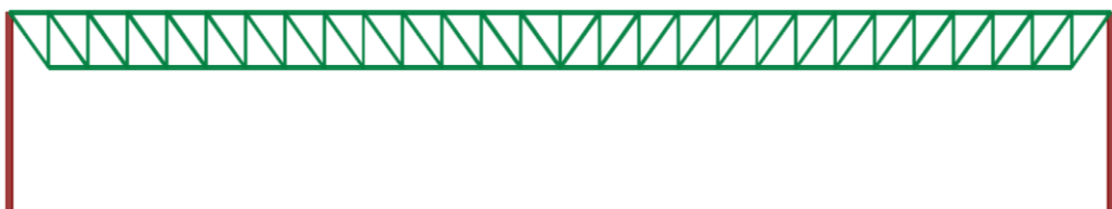


Figura 5: Vista 2D de los pórticos interiores.

#### 5.1.2.2 Pórticos de Fachada

Los pórticos de fachada se encuentran en los extremos de la estructura.

En este pórtico se encuentra la entrada al público, por eso se ha decidido dividir la luz del edificio (35 metros) en 3 espacios, siendo el central (12,5 m) mayor a los laterales (11,25m), ya que la puerta de entrada irá colocada en el centro.

Tiene las mismas dimensiones que los pórticos interiores (6,25 metros de alto por 35 de largo) y están formados por tres tipos de barras:

- Pilares exteriores HEB 220
- Pilares interiores HEB 200
- Viga IPE 300



Figura 6: Vista 2D de los pórticos de fachada.

### 5.1.3 Fachada lateral

La fachada lateral quedará explicada en los siguientes apartados (sistema contraviento y viga perimetral). Tiene unas dimensiones de 6,25 metros de altura por 78 metros de largo.



Figura 7: Vista 2D de la fachada lateral.

### 5.1.4 Sistema Contraviento

El sistema cortaviento es el conjunto de elementos principales de la estructura y se ubica en la cubierta y la fachada lateral. El fallo de este sistema puede provocar el colapso de la estructura. Para el sistema contraviento se ha optado por los siguientes perfiles:

- Fachada lateral
  - Cruces de San Andrés: Perfil tubular #80x80x5
- Cubierta
  - Diagonales Viga Contraviento: #120x120x4
  - Montantes Viga Contraviento: #100x100x6

La orientación de todos estos elementos se puede observar en las imágenes 8 y 9.

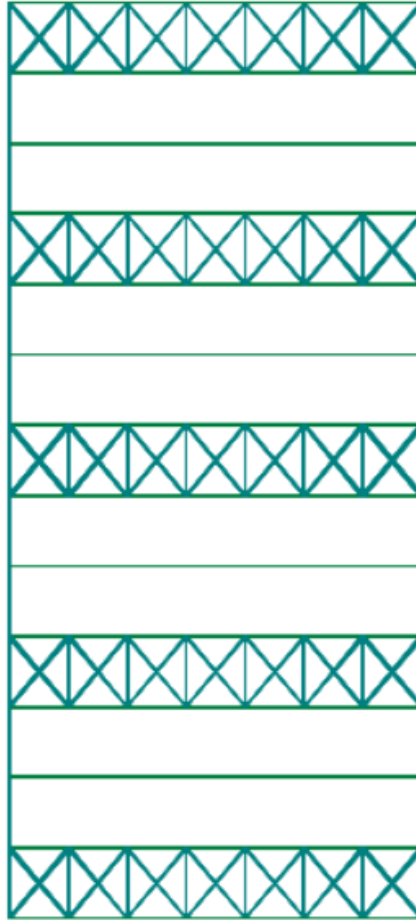


Figura 8: Vista 2D de los arriostramientos de cubierta.

### 5.1.5 Viga Perimetral

Este elemento se encarga de dar continuidad a la estructura y su función principal es evitar el desplazamiento lateral de los pórticos transmitiendo cualquier esfuerzo de pandeo a las Cruces de San Andrés.

La viga perimetral se ha resuelto mediante un perfil tubular #100x100x6. Se ha optado por el mismo que el montante de la viga contraviento para mantener la estética de la fachada. Con esto conseguimos que toda la viga de la fachada lateral este formada por un solo tipo de perfil (elemento azul de la figura 8).

### 5.1.6 Placas de Anclaje

La placa de anclaje es el elemento que une la base de los pilares con la cimentación.

Están constituidas por:

- Placa base de acero S 275 JR
- Pernos de anclaje de acero corrugado B 500 S

-Cartelas de rigidez de acero S 275 JR

En la figura 5 se pueden observar los 3 tipos de placas de anclajes diferentes dependiendo de su posición.

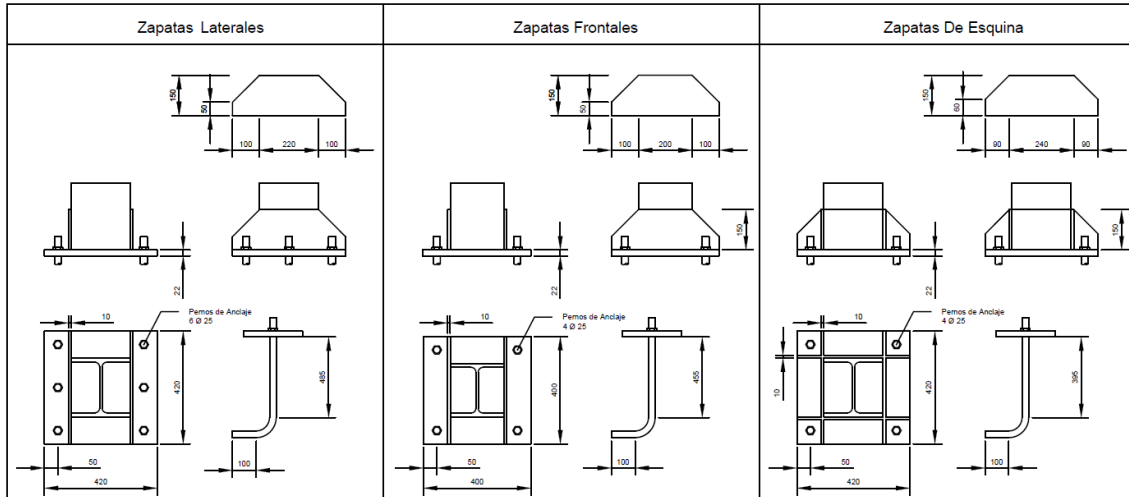


Figura 9: Placas de anclaje empleadas.

### 5.1.7 Cimentación

La cimentación es la encargada de transmitir las cargas de la estructura al terreno, de forma que le estructura no sufra daños ni deformaciones peligrosos para la estabilidad de esta. Para ello, se hará uso de zapatas.

En primer lugar, se verterá una capa de 10 cm de hormigón de limpieza HL-150/B/20. Este hormigón no estructural tiene como finalidad aislar el hormigón estructural para, de esta manera, evitar la desecación o contaminación del este.

Las zapatas son elementos son los elementos básicos que actúan como pie de apoyo de la base del pilar. En la cimentación de la estructura se colocarán zapatas rectangulares que varían en tamaño. Todas las zapatas diseñadas son de pilar centrado. El material utilizado es HA-25/B/20/IIa y las armaduras de refuerzo son de acero corrugado B 500 S. En la figura 4 se puede observar la orientación de las zapatas. Las dimensiones de estas quedan definidas en el punto 7 de este documento (Comprobación de las cimentaciones).

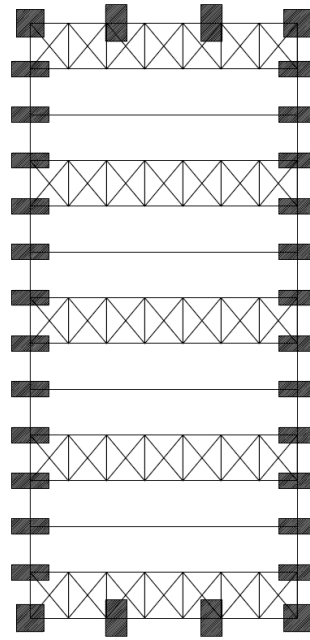


Figura 10: Vista en planta de las zapatas.

## 5.2 Cerramientos

Para el cerramiento de la cubierta se ha optado por un panel tipo sándwich. Se ha optado por este tipo de cerramiento por su ligereza, impermeabilidad y facilidad de montaje.

Este se une a la estructura mediante el uso de correas, instaladas cada 1,25 metros entre ellas, colocadas sobre los montantes de la viga Pratt para los pórticos interiores y también a 1,25 metros en los pórticos de fachada. Para las correas se empleará un perfil en C.

Para las fachadas laterales y frontales se van a instalar cerramientos acristalados.

## 6. Resumen del Presupuesto

Capítulo 1	Acondicionamiento del terreno	4.948,66 €
Capítulo 2	Cimentaciones	13.382,14 €
Capítulo 3	Estructura	179.819,45 €
Capítulo 4	Cubierta y Cerramientos	609.984,40 €
Capítulo 5	Calidad y Ensayos	1.870,19 €
Capítulo 6	Gestión de Residuos	2.621,03 €
Capítulo 7	Seguridad y Salud	7.635,53 €
Capítulo 8	Redacción y trabajo de ingeniería	3.090,00 €
<b>Total Presupuesto</b>		<b>823.351,40 €</b>



Presupuesto de Ejecución Material			823.351,40 €
Gastos Generales		13%	107.035,68 €
Beneficio Industrial		6%	49.401,08 €
Presupuesto de Ejecución por Contrata			979.788,17 €
IVA		21%	205.755,51 €
Presupuesto Base de Licitación			1.185.543,68 €

Tabla 2: Resumen del Presupuesto.

El presupuesto base de licitación asciende a UN MILLÓN CIENTO OCHENTA Y CINCO QUINIENTOS CUARENTA Y TRES EUROS CON SESENTA Y OCHO CENTIMOS.

## 7. Cálculo estructural

### 7.1 Materiales

El material principal utilizado en la estructura metálica es acero lamido S275, utilizado en los pilares y cerchas de la estructura.

Los materiales empleados en la cimentación son el hormigón HA-25 y en el interior de las zapatas existe una armadura de acero corrugado B 500 S.

Los materiales empleados se indican en la tabla a continuación:

ÁMBITO	CONCEPTO	MATERIAL	LÍMITE ELÁSTICO MPa
ESTRUCTURA	Perfiles	Acero S 275 JR	275
	Hormigón	HA-25/B/40/IIa	25
CIMENTACIÓN	Hormigón de limpieza	HL-150/B/20/I	-
	Armadura	Acero corrugado B 500 S	500
BASES PILAR	Pernos	Acero corrugado B 500 S	500
	Placa anclaje	Acero S 275 JR	275

Tabla 3: Materiales empleados.

### 7.2 Acciones en la edificación

Siguiendo la Normativa Actual CTE. En su documento básico SE-AE, las acciones que se deben tener en cuenta para el cálculo de una estructura cualquiera son las siguientes.

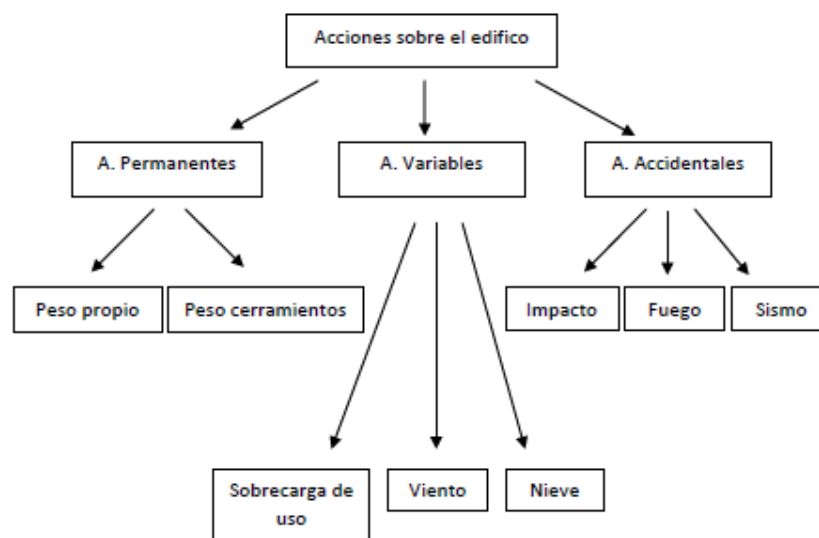


Figura 11: Acciones sobre el edificio.

### 7.2.1 Acciones permanentes

Las acciones permanentes están debidas al peso propio y las cargas muertas de los distintos elementos que forman parte de la estructura. Estas acciones actúan en todo momento, y son constantes en posición y magnitud.

De acuerdo con el CTE DB SE-AE, el peso propio a considerar es el de todos los elementos, ya sean estructurales o no, que forman la estructura. El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios.

Estos son aplicados automáticamente por el programa de cálculo empleado (SAP2000) según las características de los elementos empleados (sección, longitud, densidad del material escogido, etc.).

Los pesos propios considerados se recogen en la siguiente tabla:

Peso Propio de la estructura				
Sección		Peso/m		
Grupo	Perfil Empleado	KN/m	Kg/m	
Pilar Frontal	HE - 200B	0,601	61,301	
Pilar Lateral	HE - 220B	0,7	71,426	
Viga Port. Fachada	IPE - 300	0,414	42,228	
Celosía - Cordón Superior	#125x125x8	0,288	29,387	
Celosía - Cordón Inferior	#125x125x8	0,288	29,387	
Celosía - Montantes	#80x80x5	0,115	11,774	
Celosía - Diagonales	#80x80x5	0,115	11,774	
Viga Perimetral	#100x100x6	0,174	17,707	
Cruz De San Andrés	#80x80x5	0,115	11,774	
Viga Contra Viento Diag.	#120x120x4	0,143	14,568	
Viga Contra Viento Mont.	#100x100x6	0,174	17,707	

Tabla 4: Peso propio de la estructura.

### 7.2.2 Acciones variables

Las acciones variables son aquellas que pueden o no actuar sobre un edificio y varían en función del momento en el cual se toma la medida.

#### 7.2.2.1 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo aquello que puede situarse sobre el edificio por el uso de este.

Los diferentes tipos de Categoría de Uso vienen dados por la tabla 3.1 del CTE DBSE-AE presentada a continuación.

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>(6)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 5: Tabla 3.1 del CTE DBSE-AE. Valores característicos de la sobrecarga de uso.

En esta edificación, la cubierta solo es accesible para labores de mantenimiento. Luego, la sobrecarga de uso corresponde con G1, Cubiertas accesibles únicamente para conservación. En concreto, cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado). Por ende, se considera una carga uniforme de  $0,4\text{kN/m}^2$ .

### 7.2.2.2 Viento

Para el cálculo de las acciones del viento se van a seguir las indicaciones incluidas en el CTE.

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática,  $q_e$  puede expresarse como:

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

Siendo:

$q_b$  la presión dinámica del viento

$c_e$  el coeficiente de exposición

$c_p$  el coeficiente eólico o de presión

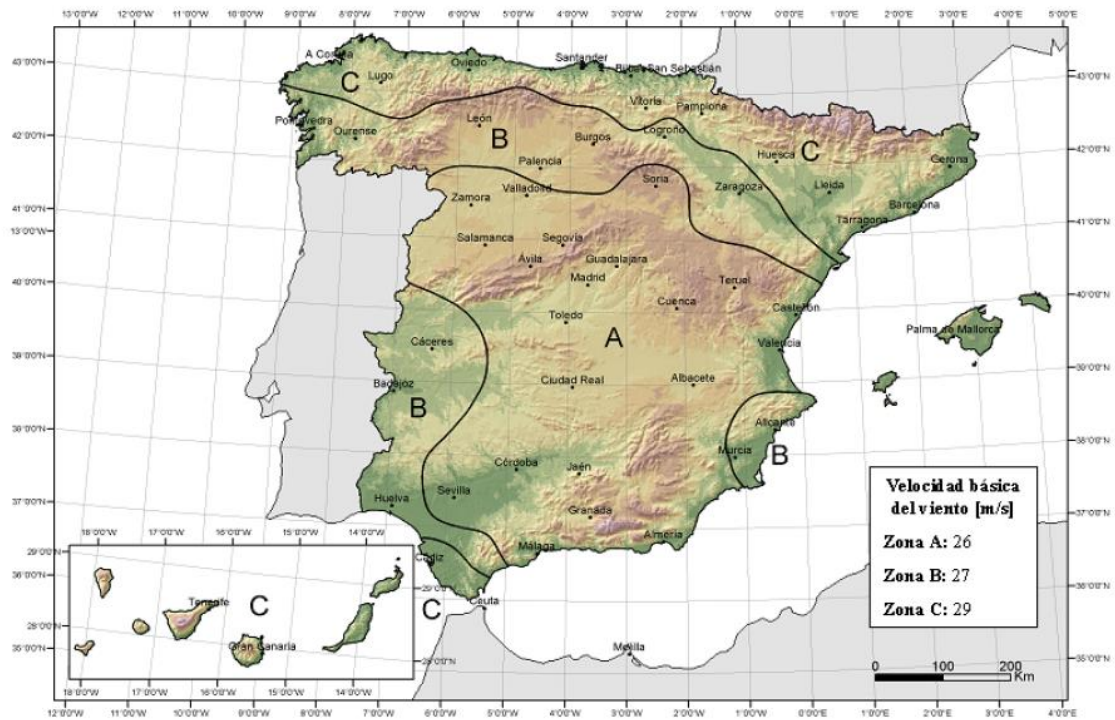


Figura 12: CTE DBSE-AE, Anejo D, Figura D.1. Valor básico de la velocidad del viento.

El emplazamiento escogido, Catarroja, se encuentra en Zona eólica A, con un grado de aspereza IV, correspondiente a Zona urbana en general, industrial o forestal.

El CTE nos indica que la presión dinámica del viento para la Zona A es  $q_b = 0,42kN/m^2$

Análogamente, esto se podría calcular mediante la expresión  $q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2$ . Donde  $\delta$  es la densidad del aire y puede adoptar el valor de  $\delta = 1,25kg/m^3$ . Y  $v_b$  es la velocidad básica del viento, que para una zona A, adquiere el valor de  $v_b = 26m/s$ .

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0,42kN/m^2$$

A continuación, calcularemos el coeficiente de exposición  $C_e$ .

Este coeficiente tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Por ello, depende de la aspereza del entorno y la altura del punto considerado. Nuestro caso corresponde con un grado de aspereza tipo IV; la nave se sitúa en un

polígono industrial, con edificios en sus alrededores. El coeficiente de exposición se calcula como:

$$C_e = F \cdot (F + 7k)$$

$$F = \ln(\max(z, Z)/L)$$

Siendo  $k$ ,  $Z$ , y  $L$  parámetros obtenidos de la siguiente tabla.

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

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

Tabla 6: CTE DBSE-AE, Anejo D, Tabla D.2. Coeficientes para tipo de entorno.

De la tabla D.2, para un grado de aspereza IV obtenemos factor de terreno  $k = 0.22$ , longitud de la rugosidad  $L = 0.3$  y altura mínima a considerar  $Z = 5$ , siendo 6,25 la altura de nuestra estructura.

El coeficiente de rugosidad queda determinado por:

$$F = \ln\left(\max\left(\frac{6.25,5}{0.3}\right)\right) = 0,668$$

Finalmente, el coeficiente de exposición queda:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) = 1,475$$

Continuamos calculando ahora el coeficiente eólico  $C_p$ . Para ello seguiremos el código técnico.

**Parámetros verticales**

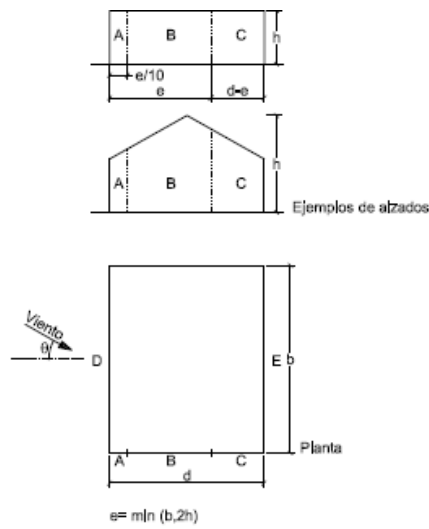


Figura 13: CTE DBSE-AE, Anejo D, Tabla D.3. Parámetros Verticales.

**Viento Lateral**

$$e = 12,5m \qquad e/10 = 1,25m \qquad d - e = 22,5m$$

$$b = 78m \qquad d = 35m$$

$$\text{Área de influencia, } A = 37,5m^2$$

$$h/d = 0,08013$$

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

Tabla 7: Valores C<sub>pe</sub> viento lateral, parámetros verticales.

**Viento Frontal**

$$e = 12,5m \qquad e/10 = 1,25m \qquad d - e = 65,5m$$

$$b = 35m \qquad d = 78m$$

Área de influencia,  $A = 35,15m^2$

$$h/d = 0,17857$$

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

Tabla 8: Valores  $C_{pe}$  viento frontal, parámetros verticales.

**Cubierta**

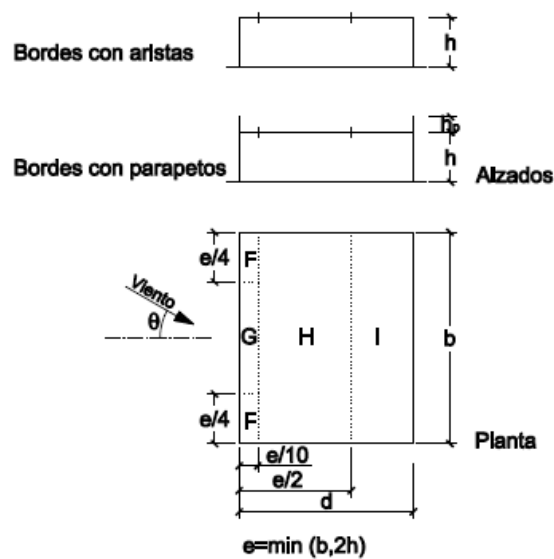


Figura 14: CTE DBSE-AE, Anejo D, Tabla D.4. Coeficientes globales de fuerza para Cubiertas Planas.

**Viento Lateral**

$$e = 12,5m \qquad e/10 = 1,25m \qquad e/2 = 6,08m$$

$$b = 78m \qquad d = 35m$$

Área de influencia,  $A = 37,5m^2$

A ( $m^2$ )	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$			
	F	G	H	I
$\geq 10$	-1,8	-1,2	-0,7	0,2 -0,2

Tabla 9: Valores  $C_{pe}$  viento lateral, parámetros verticales.



**Viento Frontal**

$e = 12,5m$                        $e/10 = 1,25m$                        $e/2 = 6,08m$

$b = 35m$                                        $d = 75m$

Área de influencia,  $A = 35,15m^2$

<b>A</b> ( $m^2$ )	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$			
	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$\geq 10$	-1,8	-1,2	-0,7	0,2 -0,2

Tabla 10: Valores  $C_{pe}$  viento frontal, parámetros verticales.

**7.2.2.3 Acciones térmicas**

Su cálculo no se ha considerado ya que la nave no presenta elementos de longitud superior a 40m.

**7.2.2.4 Nieve**

Catarroja, a una altura media de 20m, tiene una categoría climática 5 según el CTE-AE anejo E, figura E2. Por lo tanto, de la tabla E2 del mismo documento consideramos como valor de carga de nieve en un terreno horizontal,  $s_k = 0.2kN/m^2$ .

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	-	-	-	-	-

Tabla 11: CTE DBSE-AE, Anejo E, Tabla E.2. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal ( $kN/m^2$ ).

El coeficiente de forma tomara el valor 1 ya que la pendiente de la cubierta es menor de  $30^\circ$  y no presenta ninguna construcción contigua.

$$\mu = 1$$

La carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal puede calcularse como:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0.2 = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

### 7.3 Hipótesis de cálculo consideradas en la estructura

La verificación de la estructura se base en la comprobación de los distintos Estados Límite. Los estados límite son las situaciones o estados que, en el caso de ser alcanzados, se compromete el uso de la estructura y se podría considerar que dicha estructura no cumple con los requisitos estructurales para dicho uso.

La verificación de los estados límites se realizará mediante coeficientes parciales.

Esta consiste en determinar el efecto de las acciones y la respuesta de la estructura utilizando valores de cálculo de las variables, obtenidos de a partir de sus valores característicos u otros valores característicos, modificados por los correspondientes coeficientes parciales.

Los Estados Límite se dividen en dos tipos:

- Estados Límite últimos (ELU): La estructura completa o parte de esta puede colapsar o superar su capacidad resistente.
- Estados Límite de servicio (ELS): Afectan al confort y comodidad de los usuarios.

#### 7.3.1 Capacidad Portante. Combinaciones de cálculo.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Siendo

$\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$	la acción permanente en valor de cálculo
$\gamma_p \cdot P$	la acción permanente en valor de cálculo del pretensado
$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$	una acción variable cualquiera en valor de cálculo
$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	el resto de acciones variables en valor de cálculo de combinación
$\gamma$	los coeficientes parciales de seguridad para cada acción
$\psi$	los coeficientes de simultaneidad.

El valor de ambos coeficientes viene dado por las siguientes tablas

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	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		<b>desestabilizadora</b>	<b>estabilizadora</b>
	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

Tabla 12: CTE DBSE, Tabla 4.1. Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones.

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes $\leq$ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Tabla 13: CTE DBSE, Tabla 4.2. Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ ).

Finalmente, las combinaciones aplicadas son:

	Peso Propio	Sobrecarga	Nieve	V Lateral	V Frontal
ELU 1	1,35				
ELU 2	1,35	1,5			
ELU 3	1,35		1,5		
ELU 4	1,35			1,5	
ELU 5	1,35				1,5
ELU 6	1,35		1,5	0,6*1,5	
ELU 7	1,35		1,5		0,6*1,5
ELU 8	1,35		0,5*1,5	1,5	
ELU 9	1,35		0,5*1,5		1,5

Tabla 14: Combinaciones aplicadas ELU.

### 7.3.2 Aptitud al servicio. Combinaciones de cálculo.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación de corta duración (Criterio de Integridad) se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Siendo

$G_{k,j}$	La acción permanente en valor característico
$Q_{k,1}$	Una acción variable cualquiera en valor característico
$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	El resto de acciones variables en valor de combinación
$\psi$	Coefficiente de simultaneidad.

Asimismo, para efectos causados por acciones de larga duración o casi permanentes (Criterio de Apariencia), tenemos la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Siendo

$G_{k,j}$	La acción permanente en valor característico
$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	Todas las acciones variables en valor casi permanente

Las combinaciones aplicadas son:

	Peso Propio	Sobrecarga	Nieve	V Lateral	V Frontal
ELSI 1	0	1			
ELSI 2	0		1		
ELSI 3	0			1	
ELSI 4	0				1
ELSI 5	0		1	0,6	
ELSI 6	0		1		0,6
ELSI 7	0		0,5	1	
ELSI 8	0		0,5		1
ELSA 1	1	0	0	0	0

Tabla 15: Combinaciones aplicadas ELSI y ELSA.

## 7.4 Comprobaciones

En este apartado se explican las comprobaciones realizadas para garantizar la seguridad estructural del concesionario. Estas comprobaciones han sido realizadas siguiendo las instrucciones y recomendaciones contenidas en el Código Técnico de la Edificación (CTE).

El estudio de este apartado se ha realizado de forma que se diferencia por un lado los Estados Límite Últimos y por otro los Estados Límite de Servicio.

En el CTE quedan definidos los estados límite como: *“Se denominan Estados Límite a aquellas situaciones para las que, de ser alcanzadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.”*

### 7.4.1 Estados Límite Últimos

En el CTE queda remarcado que: *“Los estados límite últimos son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo”*. Deben considerarse los debidos a:

- *“Pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido”*.

- *“Fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales de sus uniones, o inestabilidad de elementos estructurales”*.

El valor de la resistencia de cálculo del acero S275JR para los dos ELU estudiados es:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{275}{1,05} = 261,9N/mm^2$$

Siendo

$f_y$  el límite elástico del material

$\gamma_{M_1}$  el coeficiente de seguridad aplicado a los Estados Límite Últimos

Las comprobaciones del Estado Límite Último de Resistencia están basadas en distribuciones elásticas de tensiones, por lo tanto, de acuerdo con la tabla siguiente, adjunta del Código Técnico de la Edificación, se tiene una sección de Clase 3.

Clase 1: Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
Clase 2: Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
Clase 3: Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
Clase 4: Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tabla 16: CTE DBSE-A, Tabla 5.1. Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores.

#### 7.4.1.1 Estado Límite Último de Resistencia

En este apartado se estudia la resistencia de la estructura frente a las acciones por las que se ve afectada. Para la realización del análisis se han diferenciado 11 familias de barras, de perfiles distintos:

- 1- Pilares frontales (HEB - 200)
- 2- Pilares laterales (HEB – 220)
- 3- Viga pórtico de fachada (IPE - 300)
- 4- Celosía, Cordón Superior (#125x125x8)
- 5- Celosía, Cordón Inferior (#125x125x8)
- 6- Celosía, Montantes (#80x80x5)
- 7- Celosía, Diagonales (#80x80x5)
- 8- Viga Perimetral (#100x100x6)
- 9- Cruces de San Andrés (#80x80x5)
- 10- Viga Contraviento, Diagonales (#120x120x4)
- 11- Viga Contraviento, Montantes (#100x100x6)



El CTE DBSE-A nos indica que para cumplir el ELU Resistencia es admisible para cualquier caso los criterios de comprobación basados en distribuciones elásticas de tensiones, siempre que, en ningún punto de la sección, las tensiones de cálculo, combinadas conforme al criterio de Von Mises, superen la resistencia de cálculo. Dicha condición se puede representar de la siguiente forma:

$$\sigma_{eq} \leq f_{yd}$$

O alternativamente:

$$\frac{\sigma_{eq}}{f_{yd}} \leq 1$$

Siendo  $\sigma_{eq}$  la tensión equivalente de Von Mises que calcularemos mediante la siguiente fórmula

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x + 3(\tau_{xy} + \tau_{xz} + \tau_{xs})^2}$$

Siendo:

$\sigma_x$  la tensión normal de la sección

$\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{xs}$  las tensiones tangentes debidas al cortante en las direcciones y (V2), z (V3) y al momento torsor (T).

A partir del programa SAP2000 y Excel, obtenemos el caso más desfavorable de cada grupo de barras.

Grupo	Elemento	Posición (cm)	Combinación	P (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	107	0	ELU 8	-47,2	-32,42	-0,631	-0,044	-3,9421	-57,4362
2	1	0	ELU 4	-14,9	11,26	-18,18	-0,022	-22,8923	27,4113
3	7	1,25	ELU 8	36,37	20,26	11,156	-0,004	-8,615	-42,3426
4	597	0,41667	ELU 2	-816	-0,081	0	1E-16	0	0,0675
5	2118	0,41667	ELU 2	868,4	-0,081	0	-4E-17	0	0,0675
6	2064	0	ELU 2	-164	0	0	1E-16	0	0
7	212	1,07529	ELU 2	202,2	2E-17	0	2E-16	0	0,0524
8	3239	3	ELU 2	19,19	-5E-16	0	0,0306	0	1,0549
9	506	4,33193	ELU 8	-16,5	0	0	0,0024	0	1,0128
10	1127	3,90512	ELU 2	-88,4	0	0	-0,013	0	1,4706
11	1156	3	ELU 2	131,5	-5E-16	0	-2E-04	0	1,0549

Tabla 17: Valores obtenidos de Sap2000.

Grupo	Elemento	Combinación	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_{xz}$ (MPa)	$\tau_{xy}$ (MPa)	$\tau_T$ (MPa)	$\sigma_{eq}$ (MPa)	$\sigma_{eq}/f_{yd}$	CUMPLE
1	107	ELU 8	126,5217	-26,8839	-0,10517	-1,02918	134,8302	0,514806	SI
2	1	ELU 4	127,6138	7,798476	-2,58224	-0,40758	128,4065	0,490279	SI
3	7	ELU 8	189,797	11,47893	3,475389	-0,18632	190,9307	0,729008	SI
4	597	ELU 2	232,0595	-0,02299	0	8,8E-18	232,0595	0,886045	SI
5	2118	ELU 2	246,976	-0,02299	0	-2,8E-18	246,976	0,942999	SI
6	2064	ELU 2	109,9953	0	0	6,07E-17	109,9953	0,419982	SI
7	212	ELU 2	136,9961	1,26E-17	0	7,21E-17	136,9961	0,523076	SI
8	3239	ELU 2	13,94991	-1,4E-16	0	0,002309	13,94991	0,053263	SI
9	506	ELU 8	39,73738	0	0	0,001138	39,73738	0,151725	SI
10	1127	ELU 2	69,36983	0	0	-0,00213	69,36983	0,264867	SI
11	1156	ELU 2	74,47053	-2,2E-16	0	-3,7E-05	74,47053	0,284342	SI

Tabla 18: Comprobación de la tensión Equivalente de Von Mises.

#### 7.4.1.2 ELU Pandeo

En este apartado se comprueba el ELU de Pandeo para las barras más desfavorables siguiendo las indicaciones del CTE DBSE-A. El pandeo es un fenómeno que se produce en barras esbeltas sometidas a compresión, principalmente en columnas y pilares e implica la aparición de flexión adicional en la barra.

En dicho documento podemos encontrar diferentes casos, en función de como puede suceder el pandeo:

- Elementos susceptibles de pandeo por compresión
- Elementos susceptibles de pandeo por flexión
- Elementos susceptibles de pandeo por flexión y compresión

#### ELU Pandeo – Barras rectas de sección y axil constantes

Se denomina esbeltez reducida  $\bar{\lambda}$ , a la raíz cuadrada del cociente entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica por pandeo, de valor:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}; \quad \text{con } N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

Siendo

E      módulo de elasticidad

I      momento de Inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado.

$L_k$    longitud de pandeo de la pieza

El coeficiente de reducción por pandeo  $\chi$ , para valores de esbeltez reducida  $\bar{\lambda}_k \geq 0,2$ , se calcula como:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} \leq 1$$

con

$$\phi = 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0.2) + (\bar{\lambda}_k)^2 \right]$$

Siendo  $\alpha$  el coeficiente de imperfección elástica que adopta los siguientes valores:

Esbeltez reducida Coeficiente ( $\alpha$ ) de imperfección	Curva de pandeo				
	$a_0$	a	b	c	d
	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabla 19: CTE DBSE-A, Tabla 6.3. Valores del coeficientes de pandeo ( $\chi$ ).

Otras tablas de interés que se utilizarán para el cálculo de pandeo son:

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud $L_k$	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Tabla 20: CTE DBSE-A, Tabla 6.1. Longitud de pandeo de barras canónicas.

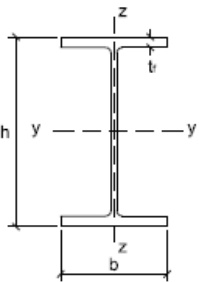
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo <sup>(1)</sup>		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40$ mm	a	b	$a_0$	$a_0$
		$40$ mm $< t \leq 100$ mm	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100$ mm	b	c	a	a
		$t > 100$ mm	d	d	c	c

Tabla 21: CTE DBSE-A, Tabla 6.2. Curva de pande en función de la sección transversal.

### ELU Pandeo – Elementos triangulados

Este apartado aplica a celosías espaciales formadas por perfiles huecos atornillados en sus extremos y vigas planas trianguladas.

En nuestro caso, las diferentes barras de la viga (tipo Pratt) tomarán como longitud de pandeo la distancia entre sus ejes de nudos, de acuerdo con el CTE DBSE-A punto 6.3.2.4.

**ELU Pandeo – Pilares de edificios**

La longitud de pandeo  $L_k$  se calcula como:

Para porticos intraslacionales:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0.145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \cdot \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \cdot \eta_1 \eta_2} \leq 1$$

Para porticos traslacionales:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \cdot \eta_1 \eta_2}{1 - 0.8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \cdot \eta_1 \eta_2}} \geq 1$$

Los coeficientes de distribución  $\eta_1$  y  $\eta_2$  se calculan como:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Siendo

$K_c$  el coeficiente de rigidez  $EI/L$  del tramo de pilar analizado

$K_i$  el coeficiente de rigidez  $EI/L$  del siguiente tramo de pilar en el nudo  $i$

$K_{ij}$  el coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo  $i$ , y posición  $j$

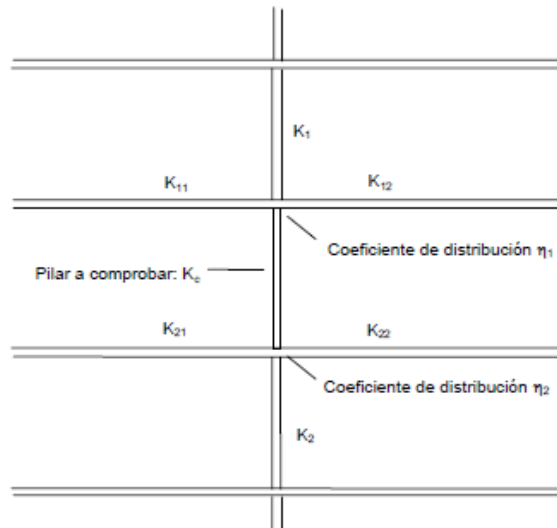


Figura 15: CTE DBSE-A, Figura 6.5. Coeficientes de distribución.

Los coeficientes de rigidez eficaz se determinan de acuerdo a la siguiente tabla:

Condiciones de coacción al giro en la viga en el extremo contrario al considerado.	Coeficiente de rigidez eficaz K de la viga	
	sin compresión relevante	con compresión <sup>(1)</sup>
empotrado	1,0 EI/L	1,0 EI/L (1-0,4 N/N <sub>crit</sub> )
articulado	0,75 EI/L	0,75 EI/L (1 - 1,0 N/N <sub>crit</sub> )
giro igual y de igual signo	1,5 EI/L	1,5 EI/L (1-0,2 N/N <sub>crit</sub> )
giro igual y de signo opuesto	0,5 EI/L	0,5 EI/L (1-1,0 N/N <sub>crit</sub> )
giro θ <sub>a</sub> en el nudo considerado y giro θ <sub>b</sub> en el otro	(1 + 0,5 θ <sub>b</sub> / θ <sub>a</sub> ) EI/L	-

<sup>(1)</sup> N<sub>crit</sub> se refiere al valor crítico a compresión de la viga considerada. El caso general (-) no está contemplado

Tabla 22: CTE DBSE-A, Tabla 6.5. Coeficiente de rigidez eficaz para una viga en comportamiento elástico.

### ELU Pandeo – Comprobaciones

Se deberá cumplir para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Y además, en piezas no susceptibles a pandeo por torsión, también deberá cumplirse:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Y para las sí susceptibles a pandeo por torsión, además:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Siendo:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  y  $M_{z,Ed}$  los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza,

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1},$$

$\chi_y$  y  $\chi_z$  los coeficientes de pandeo en cada dirección,

$\chi_{LT}$  el coeficiente de pandeo lateral;  $\chi_{LT} = 1$  si la pieza no es susceptible de pandeo por torsión,

$e_{N,y}$  y  $e_{N,z}$  los desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta,

$A^*$ ;  $W_y$ ;  $W_z$ ;  $\alpha_y$ ;  $\alpha_z$ ;  $e_{N,y}$  y  $e_{N,z}$  están indicados en la tabla 6.8 del CTE DBSE-A,

Los coeficientes  $k_y$ ;  $k_z$ ;  $k_{yLT}$  se indican en la tabla 6.9 del mismo documento,

Los factores de momento flector uniforme equivalente  $c_{m,y}$ ,  $c_{m,z}$  y  $c_{mLT}$  se obtiene de la tabla 6.10,

En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar que posean logitudes de pandeo mayores a las de la propia barra deberá tomarse  $c_m = 0,9$ ,

Finalmente, sustituyendo de la tabla 6.8, las ecuaciones a utilizar nos quedan como:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

y

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + 0.8 \cdot k_y \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Siendo  $k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$  y  $k_z = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

Con  $\bar{\lambda}_y$  y  $\bar{\lambda}_z$  no mayores que 1,00 y  $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Y los cm como se indican en la tabla siguiente:


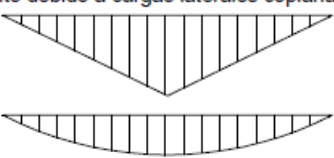
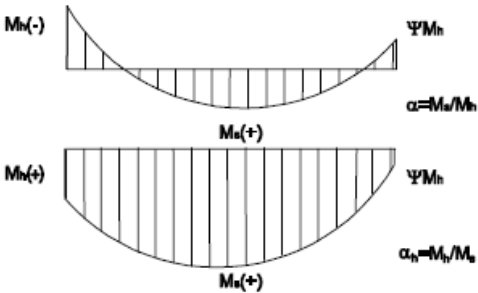
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$c_{m,y}$	y-y	z-z
$c_{m,z}$	z-z	y-y
$c_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores		Factor de momento uniforme equivalente
		$c_{m,y} = c_{m,i} (i=y)$
		$c_{m,z} = c_{m,i} (i=z)$
		$c_{m,LT} = c_{m,i} (i=LT)$
<p>Momentos de extremo <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p> 		$c_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p> 		$c_{m,i} = 0,9$
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p> 		$c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$ $c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$

Tabla 23: CTE DBSE-A, Tabla 6.10. Coeficiente del momento equivalente.

Clase	A*	Wy	Wz	αy	αz	eNy	eNz
1	A	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	0,6	0,6	0	0
2	A	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	0,6	0,6	0	0
3	A	W <sub>el,y</sub>	W <sub>el,z</sub>	0,8	1	0	0
4	A <sub>eff</sub>	W <sub>eff,y</sub>	W <sub>eff,z</sub>	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Tabla 24: CTE DBSE-A, Tabla 6.8. Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.



Clase	Tipo de sección	$k_y$	$k_z$	$k_{yLT}$
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo  
 $\bar{\lambda}_y$  y  $\bar{\lambda}_z$  valores de las esbelteces reducidas para los ejes y – y y z – z, no mayores que 1,00.  
 $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Tabla 25: CTE DBSE-A, Tabla 6.9. Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.

Las expresiones anteriores se emplearan de la siguiente forma:

$$\left\{ \frac{1}{\chi_y} \right\} \cdot \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \left\{ \frac{1}{0,8} \right\} \cdot \frac{k_y \cdot (c_{m,y} \cdot M_{y,Ed})}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq \left\{ \frac{1}{1} \right\}$$

Los valores obtenidos quedan:

Grupo	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\alpha_y$	$\alpha_z$
Pilar Front.	51,22951	86,29191	0,590107	0,993986	0,34	0,49
Pilar Lat.	101,2226	78,26476	1,165971	0,901522	0,34	0,49
Viga P. Fach.	100	-	1,151888	-	0,21	-

Grupo	$\phi_y$	$\phi_z$	$\chi_y$	$\chi_z$
Pilar Front.	0,740431	1,188531	0,841993	0,543436
Pilar Lat.	1,891273	1,078244	0,332525	0,598895
Viga P. Fach.	1,263371	-	0,561081	1

Grupo	$c_{m,y}$	$c_{m,z}$	$k_y$	$k_z$	Comprobación Plano Y	Comprobación Plano Z	CUMPLE
Pilar Front.	0,6	0,4	1,002291	1,000915	0,457655	0,455985	SI
Pilar Lat.	0,9	0,492486	1,01588	1,005131	0,316817	0,282402	SI
Viga P. Fach.	0,563929	-	1,03322	-	0,223077	1	SI

Grupo	$\lambda_y = \lambda_z$	$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z$	$\alpha$	$\phi_y = \phi_z$	$\chi_y = \chi_z$
Cel. Cord. Sup	26,65245	0,307006	0,21	0,558362	0,97585
Cel. Mont.	56,81818	0,654482	0,21	0,761894	0,868101
VCV Diag.	163,7358	1,886054	0,21	2,455635	0,24825

Grupo	$c_{m,y}$	$c_{m,z}$	$k_y$	$k_z$	Comprobación Plano Y	Comprobación Plano Z	CUMPLE
Cel. Cord. Sup	1	0,492486	1,157055	1,157055	0,85502	0,854539	SI
Cel. Mont.	-	-	1,00019	1,00019	0,483794	0,483794	SI
VCV Diag.	0,95	-	1,76329	-	0,741302	0,741302	SI

Tabla 26: Comprobación de pandeo.

#### 7.4.2 Estados Límite de Servicio

Los estados límite de servicio tienen como objeto verificar el cumplimiento de la exigencia básica “aptitud al servicio”.

##### 7.4.2.1 ELS Deformación – Flechas

#### Criterio integridad

Se admite que la estructura horizontal de una cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones producidas después de la puesta en obra del elemento, para nuestro caso, la flecha relativa es menor que 1/300.

#### Criterio Apariencia

Se admite que la estructura horizontal de una cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Grupo	$\delta_{max}$	$f_r$	$f_{r,max adm}$	CUMPLE
Cel. Cordones	0,073435	0,00204	0,003333	SI

Tabla 27: Comprobación de flecha.

7.4.2.2 ELS Deformación – Desplazamientos Horizontales

**Criterio integridad**

Solo aplica a elementos susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas.

No procede.

**Criterio Confort**

Se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor de 1/250.

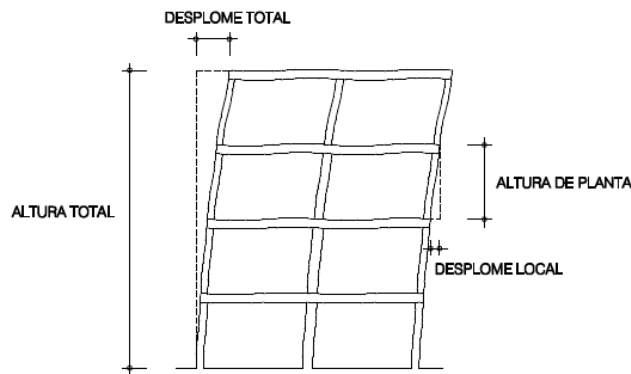


Figura 4.1 Desplomes

Figura 16: CTE DBSE, Figura 4.1. Desplomes.

Grupo	Barra	Dirección	$\delta_{max}$	$\delta_r$	$\delta_{r,max adm}$	Cumple
Pilares	1102	X	0,02258	0,0036128	0,004	SI
Pilares	39	Y	0,012412	0,00198592	0,004	SI

Tabla 18: Comprobación de Desplomes horizontales.

## 8. Comprobación de las cimentaciones

Para la realización de este apartado, se seguirá el Método de estados límite basado en coeficientes parciales incluido en el CTE DBSE-C.

De acuerdo con dicho documento: *“El comportamiento de la cimentación debe comprobarse frente a la capacidad portante (Resistencia y estabilidad) y la aptitud al servicio. A estos efectos se distinguirá, respectivamente, entre estados límite últimos y estados límite de servicio.”*

Tal como se indica en el DBSE-C, se considerarán los estados límite últimos debidos a:

- Pérdida de capacidad portante del terreno de apoyo por hundimiento, deslizamiento, o vuelco
- Pérdida de la estabilidad global del terreno
- Pérdida de la capacidad resistente de la cimentación
- Fallos originados por efectos que dependen del tiempo.

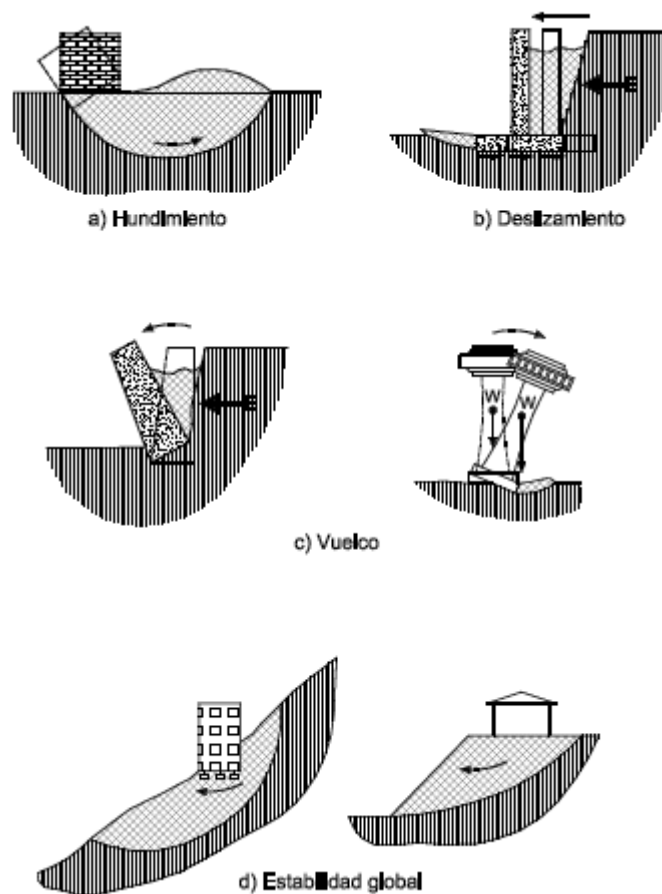


Figura 17: CTE DBSE-C, Figura 4.8. Ejemplos de estados límite últimos.

En el diseño de las cimentaciones se tendrá en cuenta tres casos: Zapata Lateral, Zapata Frontal, Zapata de Esquina. Cada una de ellas con diferentes dimensiones.

Las Zapatas tendrán las siguientes dimensiones (longitud, anchura, profundidad):

*Zapata Lateral: 2,4 x 1 x 0,8 m*

*Zapata Frontal: 2,4 x 1,4 x 1 m*

*Zapata de Esquina: 1,8 x 1,8 x 1 m*

En la figura 17 se puede apreciar la orientación de las zapatas.

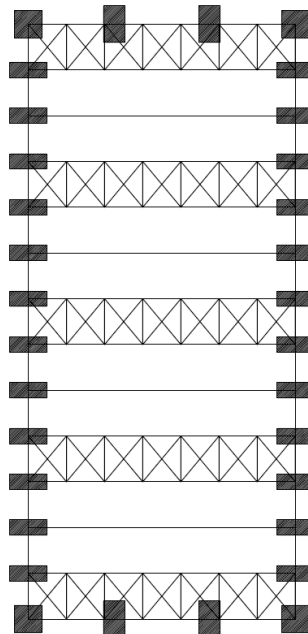


Figura 18: Vista en planta de las zapatas.

## 8.1 Comprobaciones de los estados límites basadas en coeficientes parciales

### 8.1.1 ELU – Hundimiento

El hundimiento de la cimentación se producirá cuando la presión actuante (total bruta) sobre el terreno bajo la cimentación supere la resistencia característica del terreno frente a esta forma de rotura, también denominada presión de hundimiento.

La condición a cumplir para evitar el hundimiento es:

$$E_d \leq R_d$$

Siendo

$E_d$  el valor de cálculo del efecto de las acciones

$R_d$  El valor de cálculo de la resistencia del terreno

La verificación de Hundimiento se puede expresar como:

$$q_b = \sigma = \frac{N_T}{(a - 2|e|) \cdot (b - 2|e|)} \leq \sigma_{adm} = q_s$$

Se considerará como tensión admisible del terreno 0,2MPa.

$$\sigma_{adm} = 0,2MPa$$

Siendo

$a$  la dimension total del apoyo

$e$  la excentricidad del apoyo

$N_T$  la resultante de las fuerzas verticales

$$N_T = N + P_z$$

$N$  el axil total en la base de la cimentación

$P_z$  el peso de la zapata, que puede calcularse como

$$P_z = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_h$$

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		$\gamma_R$	$\gamma_M$	$\gamma_E$	$\gamma_F$
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 <sup>(1)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 <sup>(2)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Vuelco <sup>(2)</sup>				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 <sup>(3)</sup>	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- <sup>(4)</sup>	- <sup>(4)</sup>	1,6 <sup>(5)</sup>	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 <sup>(6)</sup>	1,0	1,0	
Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0	
Rotación o traslación					
Equilibrio límite	1	1,0	0,6 <sup>(7)</sup>	1,0	
Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 <sup>(7)</sup>	1,0	
Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0	

Tabla 29: CTE DBSE-C, Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales.

Zapata	Pilar	Caso	$V_z$ KN	$V_y$ KN	$N_x$ KN	$M_z$ KN	$M_y$ KN
Lateral	1674	ELU 6	-3,403	-16,131	-94,009	-49,948	0,0447
Frontal	59	ELU 6	0,42	21,874	-37,997	39,9111	-2,6252
Esquina	1653	ELU 7	-11,198	-11,087	-2,302	-24,4827	12,0244

Zapata	Pilar	Caso	$Q_b$ MPa	$\sigma_{adm}$ MPa	Cumple
Lateral	1674	ELU 6	0,097549	0,2	Sí
Frontal	59	ELU 6	0,065145	0,2	Sí
Esquina	1653	ELU 7	0,070873	0,2	Sí

Tabla 30: Comprobación de la presión sobre el terreno.

### 8.1.2 ELU – Vuelco

El equilibrio de la cimentación queda verificado si se cumple la siguiente condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$



Siendo:

$E_{d,dst}$  el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

$E_{a,stab}$  el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

En primera instancia, solo se puede confirmar que el efecto del peso propio es estabilizante. El resto de acciones, respecto de la arista de vuelco, pueden presentar un efecto tanto estabilizante como desestabilizante. Dado que las acciones que intervienen en el vuelco de la zapata son momentos, la expresión anterior puede expresarse como:

$$\gamma_{E,dst} \cdot M_{dst} \leq \gamma_{E,stab} \cdot M_{stab}$$

Siendo:

$\gamma_{E,dst}$  el coeficiente parcial para el efecto de las acciones desestabilizadoras

$\gamma_{E,stab}$  el coeficiente parcial para el efecto de las acciones estabilizadoras

$M_{dst}$  momentos en la arista de vuelco que producen desestabilidad

$M_{stab}$  momentos en la arista de vuelco que producen estabilidad

Los coeficientes parciales se pueden obtener de la siguiente tabla 29:

$$\gamma_{E,dst} = 1,8 \qquad \gamma_{E,stab} = 0,9$$

Zapata	Pilar	Caso	$V_z$ KN	$V_y$ KN	$N_x$ KN	$M_z$ KN	$M_y$ KN
Lateral	1668	ELU 6	-2,94	-16,131	-93,238	-49,951	0,037
Frontal	59	ELU 6	0,42	21,874	-37,997	39,9111	-2,6252
Esquina	1653	ELU 6	15,217	-9,862	-33,941	-25,8846	-8,6339

Zapata	Pilar	Caso	Arista	Momento Desestab.	Momento Estab.	Cumple
Lateral	1668	ELU 6	Z2	113,1404	152,537	Sí
Frontal	59	ELU 6	Z1	111,2132	131,7568	Sí
Esquina	1653	ELU 6	Z2	64,34388	93,10221	Sí

Tabla 31: Comprobación del equilibrio de la cimentación.

### 8.1.3 ELU – Deslizamiento

La resistencia global o local de un terreno queda verificada si se cumple:

$$V_T \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_T \cdot \text{tg}(\phi_d)) = V_{T,adm}$$

Siendo:

$V_T$  el cortante total en la base de la zapata

$\gamma_R$  el coeficiente parcial de resistencia (Tabla XXX, 2.1 del CTE-C)

$N_T$  el esfuerzo normal total en la base de la zapata

$\phi_d$  el ángulo de rozamiento interno de cálculo entre cimiento y terreno afectado por un coeficiente de minoración;  $\phi_d = \frac{2}{3} \cdot \phi$ , siendo  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno sin minorar.

La siguiente tabla, extraída del CTE, indica algunos valores del ángulo de rozamiento interno. Escogeremos el caso más desfavorable, 30º.

$$\phi = 30^\circ \qquad \phi_d = \frac{2}{3} \cdot \phi = 20^\circ$$

	Muy suelto	Suelto	Medio- denso		Denso	Muy denso	
Ángulo de rozamiento interno del terreno	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
Golpeo $N_{SPT}$ (número)	10	15	22	30	36	45	55
Resistencia por punta del penetrómetro estático (MPa)	-	2	4	7	15	21	30

Tabla 32: CTE DBSE-C, Tabla 4.1 Correlación entre golpeo NSPT, y CPT con el ángulo de rozamiento.

Además,

$$N_T = N_x + P_{zapata}$$

Zapata	Pilar	Caso	$V_z$ KN	$V_y$ KN	$N_x$ KN	$M_z$ KN	$M_y$ KN
Lateral	1676	ELU 3	5,487	-15,883	-87,265	-48,4602	-0,1027
Frontal	59	ELU 6	0,42	21,874	-37,997	39,9111	-2,6252
Esquina	1654	ELU 6	20,166	-6,274	-23,182	-15,7359	-15,2703

Zapata	Pilar	Caso	$V_T$ KN	$V_{T,adm}$ KN	Cumple
Lateral	1676	ELU 3	16,80407	32,82162	Sí
Frontal	59	ELU 6	21,87803	29,60218	Sí
Esquina	1654	ELU 6	21,11944	25,27943	Sí

Tabla 33: Comprobación del deslizamiento de la cimentación.

## 9. COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ANCLAJE

### 9.1 Placa de anclaje

La placa de anclaje es el punto de unión de la estructura metálica con los elementos de cimentación.

De acuerdo con el CTE: *“La comprobación de la unión de un elemento metálico a otro de hormigón, como son las basas de soportes, requiere verificar la existencia de resistencia suficiente frente a los esfuerzos transmitidos en la región de contacto, considerando, tanto la resistencia del hormigón de dicha región, como la de los elementos metálicos que materializan el contacto.”*

Nuestra estructura presenta tres tipos de placa de anclaje con las siguientes solicitaciones:

Se han definido 2 casos como más desfavorables para cada tipo de placa:

Máximo Momento en el eje Z de la placa

Tipo	Barra	Combinación	$V_y$	$V_z$	$N_x$	$M_y$	$M_z$
Lateral	1668	ELU 8	-23,741	-3,204	-109,737	0,039	-72,094
Frontal	59	ELU 8	32,422	0,631	-47,219	-3,942	57,436
Esquinas	1653	ELU 8	-13,648	21,656	-45,274	-12,943	-36,461

Tabla 34: Estado tensional de la placa de anclaje más desfavorable para máximo momento en Z.

Y Máximo Momento en el eje Y de la placa

Tipo	Barra	Combinación	$V_y$	$V_z$	$N_x$	$M_y$	$M_z$
Lateral	1656	ELU 9	-3,216	-8,333	-63,279	0,255	-20,165
Frontal	59	ELU 5	-31,529	0,676	-7,766	-4,224	-46,185
Esquinas	1654	ELU 8	-10,556	29,079	-29,135	-22,897	-25,970

Tabla 35: Estado tensional de la placa de anclaje más desfavorable para máximo momento en Y.

Se observa que, en las placas laterales y frontales, el momento en el eje Y es muy pequeño en comparación con el eje Z. Por ello, en estas se harán las comprobaciones solo en este eje.

En las placas de esquina se realizarán en ambos ejes.

### 9.1.1 Determinación del modelo mecánico

La placa de anclaje está construida con acero S275JR y lleva dispuestos de forma simétrica 4 pernos de acero B500SD. A continuación, se muestra la placa de anclaje que se va a dimensionar, cuyas medidas son las siguientes (a,b,e):

Placas laterales y de esquina:

$$a = 100 + a_p + 100 = 420mm$$

$$b = 100 + b_p + 100 = 420mm$$

$$e = 22mm$$

Placas frontales:

$$a = 100 + a_p + 100 = 400mm$$

$$b = 100 + b_p + 100 = 400mm$$

$$e = 22mm$$

Primero debemos definir el área eficaz de contacto. Para ello calcularemos la anchura suplementaria de apoyo c, que será:

$$c \leq e \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}}$$

Siendo

$e$  el espesor de la placa

$f_{yd}$  la resistencia de cálculo del acero de la placa.  $f_{yd} = 275/1,05 = 261,9 MPa$

$f_{jd}$  la resistencia portante de la superficie de apoyo

$$f_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} \leq 3,3 f_{cd}$$

$\beta_j$  el coeficiente de la unión se puede tomar  $\beta = 2/3$

$f_{cd}$  el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica

$k_j$  el factor de concentración,  $k_j \leq 5,5$

Tomaremos  $f_{jd} = f_{cd}$ , siendo este el caso más desfavorable

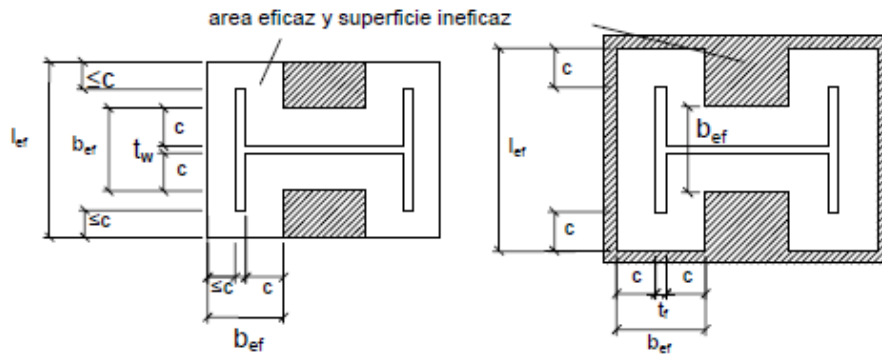


Figura 19: CTE DBSE-A, Figura 8.12.a. Bases de soporte. Área eficaz de la base en compresión.

Las anchuras suplementarias de apoyo quedan:

$$c \leq e \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = 22 \sqrt{\frac{261,9}{3 \cdot 16,67}} = 50,35 \text{ mm}$$

A continuación, calcularemos el área portante siguiendo la Figura 17.

En nuestro caso, se puede observar gráficamente que no hay solapamiento provocado por las anchuras suplementarias.

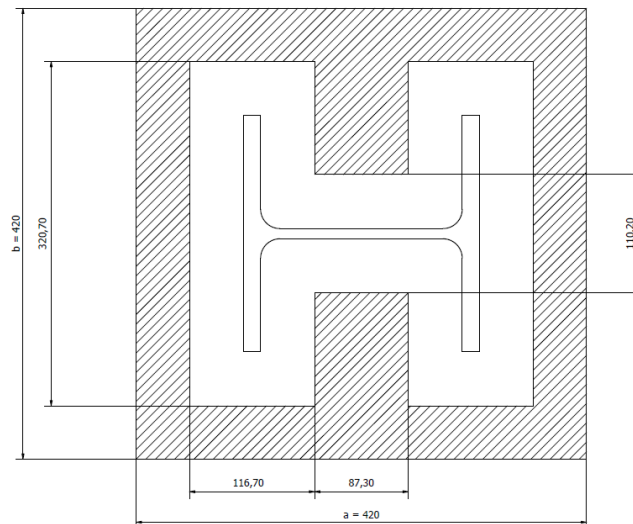


Figura 20: Área eficaz de la base en compresión de la Zapata Lateral y Zapata Esquina.

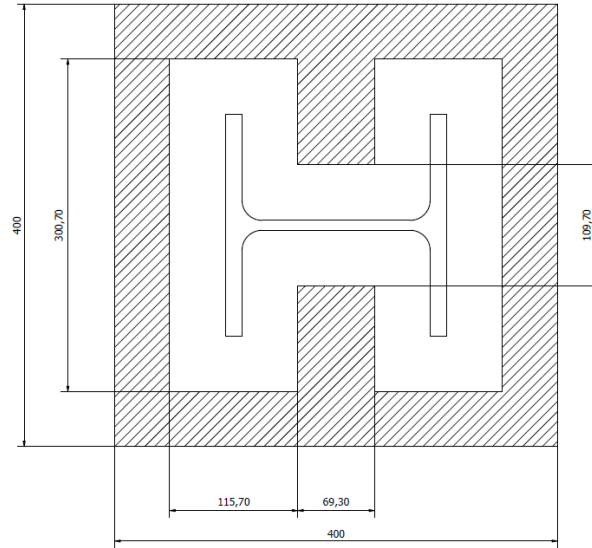


Figura 21: Área eficaz de la base en compresión de la Zapata Frontal.

Tipo	a	b	c	$A_{portante}$ (mm <sup>2</sup> )
Lateral	420	420	50,35	84471,84
Frontal	400	400	50,35	77184,19
Esquinas	420	420	50,35	84471,84

Tabla 36: Área portante de las placas de anclaje.

Finalmente se determina el modelo mecánico mediante la siguiente comprobación:

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \frac{W_p}{A_p}$$

Siendo

$M_{Ed}$  es el momento de cálculo

$N_{Ed}$  es el axil de cálculo

$W_p$  es el módulo resistente

Si se cumple la condición anterior, estaremos en un caso de Compresión Simple. En caso contrario será de Flexión Compuesta.

Clase	$N_{Ed}$ kN	$M_{Ed}$ kN	$A_p$ kN	$W_p$ kN	$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$	$\frac{W_p}{A_p}$	Comprobación $\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \frac{W_p}{A_p}$
Lateral	-109,74	-72,09	84471,84	33880	0,657	0,401	Flexión Compuesta
Frontal	-47,22	57,44	77184,19	32266,67	1,216	0,418	Flexión Compuesta

Tabla 37: Modelo mecánico de las zapatas laterales y frontales.

Clase	Plano	$N_{Ed}$ kN	$M_{Ed}$ kN	$A_p$ kN	$W_p$ kN	$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$	$\frac{W_p}{A_p}$	Comprobación $\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \frac{W_p}{A_p}$
Esquina	XY	-45,27	-36,46	84471,84	33880	0,805	0,401	Flexión Compuesta
Esquina	XZ	-29,14	-25,97	84471,84	33880	0,891	0,401	Flexión Compuesta

Tabla 38: Modelo mecánico de las zapatas de esquina.

Al estar en un modelo de flexión compuesta, necesitaremos colocar cartelas a nuestro sistema de tipo:

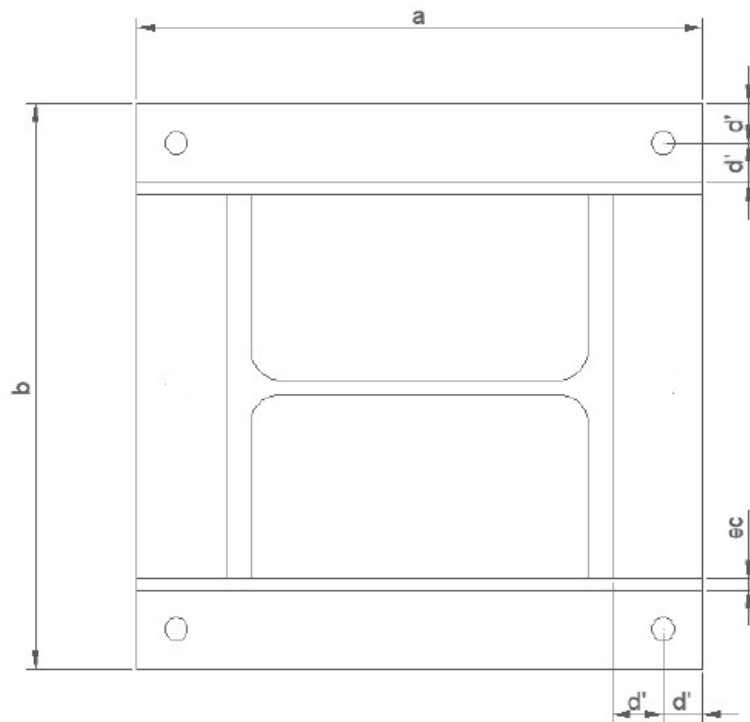


Figura 22: Placa de anclaje con cartelas en una dirección.

En nuestro caso, las cartelas son de espesor  $e_c = 10 \text{ mm}$ , altura  $h = 150 \text{ mm}$ , con  $d' = 50 \text{ mm}$ .



En las placas laterales y frontales colocaremos cartelas en una dirección, como muestra la figura 20. Mientras que, en las placas de esquina, las colocaremos en ambas direcciones.

### 9.1.2 Comprobaciones para las placas laterales y frontales

#### 9.1.2.1 ELU - Agotamiento del apoyo

La superficie portante para el caso de flexión compuesta en una placa de anclaje con cartelas de rigidez se genera entorno al perímetro de las cartelas que transmiten los esfuerzos por compresión.

El ancho portante,  $b'$ , en el caso de flexión con cartelas queda definido por:

$$b' = 2 \cdot (c + e_c + c) \geq \begin{cases} 2c + 2e_c + b_p \\ 2c + \frac{(b - b_p)}{b} \end{cases}$$

Siendo el ancho portante  $b' = 221,405$  mm para las tres placas de anclaje

La condición de agotamiento de la placa de anclaje viene dada por la condición de ductilidad:

$$y \leq \frac{a}{4}$$

Siendo

$y$  la anchura del bloque de compresiones

$a$  longitud del lado de la placa correspondiente

La anchura del bloque de compresiones se obtiene de la ecuación de equilibrio de momentos:

$$\sum M_A = 0$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} = b' \cdot y \cdot f_{jd} \cdot \left( a - d' - \frac{y}{2} \right)$$

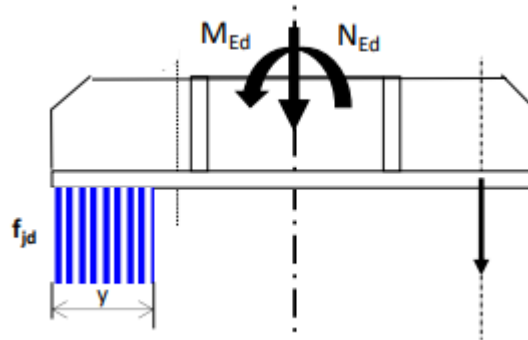


Figura 23: Bloque de compresiones del conjunto Placa + Cartelas.

Clase	y	Comprobación	CUMPLE
Lateral	72,832	105	Sí
Frontal	51,135	100	Sí

Tabla 39: Valores del bloque de compresiones y su comprobación.

### 9.1.2.2 ELU – Agotamiento de la placa a flexión

Para comprobar el agotamiento de la placa a flexión, calcularemos el momento en las dos secciones críticas. Para ellos primero debemos calcular el nuevo centro de gravedad del conjunto y su nuevo momento de inercia.

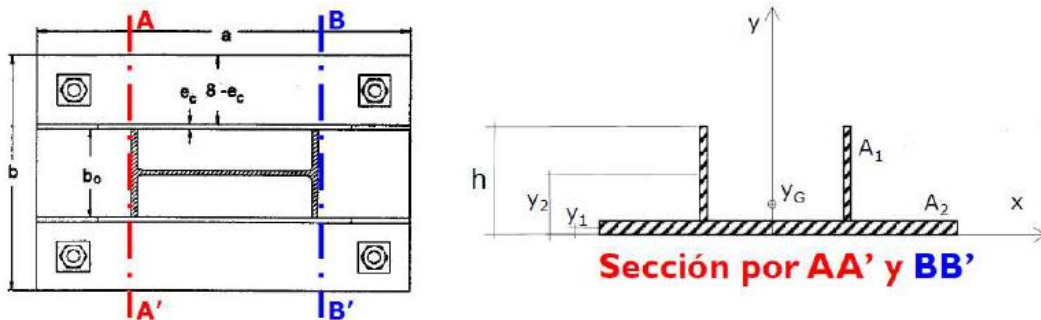


Figura 24: Secciones AA' y BB'.

El nuevo centro de gravedad será:

$$y_g = \frac{\sum v_i A_i \cdot y_i}{\sum v_i A_i} = \frac{2 \cdot A_{cartela} \cdot y_{cartela} + A_{placa} \cdot y_{placa}}{2 \cdot A_{cartela} + A_{placa}}$$

$$A_{cartela} = h \cdot e_c$$

$$A_{placa} = b \cdot e_{placa}$$

$$y_{g, cartela} = e_{placa} + h/2$$

$$y_{g, placa} = e_{placa}/2$$

Tipo	$A_{placa}$	$A_{cartela}$	$y_{g, placa}$	$y_{g, cartela}$	$y_g$
Lateral	9240	1500	11	97	32,078
Frontal	8800	1500	11	97	32,864

Tabla 40: Áreas y centros de gravedad, en mm.

Los nuevos momentos de inercia serán:

$$I_z = \sum_{vi} I_{z,i} + \sum_{vi} A_i \cdot (y_g - y_{g,i})^2$$

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot (e_{placa}^3 \cdot b) + 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot (h^3 \cdot e_c) \right) + (A_{placa} \cdot (y_g - y_{g, placa})^2)$$

$$+ 2 \cdot (A_{cartela} \cdot (y_g - y_{g, cartela})^2)$$

El módulo resistente tomará el siguiente valor:

$$W_{el} = \min(W_s, W_i) = \min\left(\frac{I_g}{h - y_g}, \frac{I_g}{y_g}\right)$$

Tipo	$I_{placa}$ $mm^4$	$I_{cartela}$ $mm^4$	$I_{conjunto}$ $mm^4$	$W_{el}$ $mm^3$
Lateral	372680	2812500	22747444,71	162573
Frontal	354933,333	2812500	22526916,38	161906

Tabla 41: Momentos de inercia y módulo resistente de los conjuntos.

Calcularemos los momentos en las secciones AA' y BB'

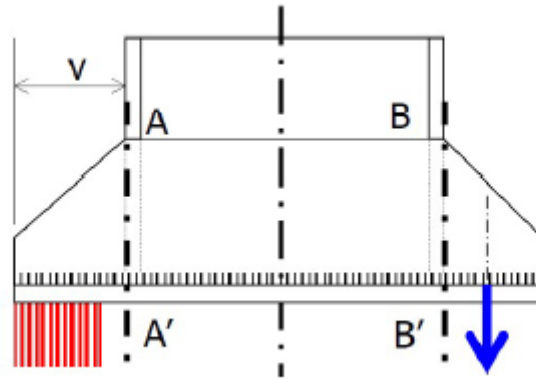


Figura 25: Secciones AA' y BB'.

Primero definiremos el vuelo,  $v$ , como:

$$v = \frac{a - a_p}{2}$$

Y los momentos quedaran como:

$$M_{A,Ed} = \begin{cases} y \leq v \rightarrow M_{A,Ed} = f_{jd} \cdot b' \cdot y \cdot \left(v - \frac{y}{2}\right) \\ y \geq v \rightarrow M_{A,Ed} = f_{jd} \cdot b' \cdot \frac{v^2}{2} \end{cases}$$

$$M_{B,Ed} = T_d \cdot (v - d')$$

Con  $T_d$  obtenido de la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales:

$$T_d = b' \cdot y \cdot f_{jd} - N_{Ed}$$

Tipo	$T_d$ (kN)
Lateral	378,49
Frontal	235,91

Tabla 42: Tracción en los pernos.

Una vez obtenido  $T_d$ , tomando como momento el mayor de ambos

$$M = \max(|M_{A,Ed}|, |M_{B,Ed}|)$$

Tipo	$y$ mm	$v$ mm	$y \leq v$	$M_a$ kNm	$M_b$ kNm	$M$ kNm
Lateral	72,83	100	Sí	17,09	18,92	18,92
Frontal	51,13	100	Sí	14,04	11,80	14,04

Tabla 43: Momentos máximos.

Finalmente, comprobamos la placa de anclaje con cartelas a flexión.

$$\frac{M}{W_{el} \cdot f_{jd}} < 1$$

Tipo	$M$ kNm	$\frac{M}{W_{el} \cdot f_{jd}}$	CUMPLE
Lateral	18,9246	0,4445	Sí
Frontal	14,0448	0,3312	Sí

Tabla 44: Comprobación Agotamiento placa a flexión.

### 9.1.3 Comprobaciones para las placas de esquina

Estas comprobaciones son análogas a las anteriores, salvo que se realizaran en ambos planos.

#### 9.1.3.1 ELU - Agotamiento del apoyo

La comprobación de ductilidad en ambos planos:

Tipo	Caso	Plano	$y$	Comprobación	CUMPLE
Esquinas	$M_{z,max}$	XY	33,529	105	Sí
		XZ	15,093	105	Sí
	$M_{y,max}$	XY	23,16	105	Sí
		XZ	20,77	105	Sí

Tabla 45: Valores del bloque de compresiones y su comprobación.

#### 9.1.3.2 ELU – Agotamiento de la placa a flexión

Tipo	Plano	$A_{placa}$	$A_{cartela}$	$y_{g,placa}$	$y_{g,cartela}$	$y_g$
Esquinas	XY	9240	1500	11	97	32,078
	XZ	9240	1500	11	97	32,078

Tabla 46: Áreas y centros de gravedad, en mm.

Tipo	Plano	$I_{placa}$ $mm^4$	$I_{cartela}$ $mm^4$	$I_{conjunto}$ $mm^4$	$W_{el}$ $mm^3$
Esquinas	XY	372680	2812500	22747444,71	162572,825
	XZ	372680	2812500	22747444,71	162572,825

Tabla 47: Momentos de inercia y módulo resistente de los conjuntos.

En este caso, al haber momento en ambas direcciones, el cálculo de  $T_d$  ha sido realizado mediante unos ábacos del libro “Hormigón armado” de P. Jiménez Montoya.

Entre los diagramas que encontramos en este libro, se han empleado los ábacos en roseta para flexión esviada, utilizados en el cálculo de secciones rectangulares sometidas a flexocompresión.

El libro dice así: “Cada ábaco en roseta resulta de la yuxtaposición de ocho sectores acoplados convenientemente, cada uno de los cuales corresponde a un valor de esfuerzo reducido  $v$  y representa la variación de los momentos  $\mu_a$  y  $\mu_b$ , referidos a los dos planos de simetría de la sección, para cada cuantía mecánica  $\omega$ . Estas variables son:”

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} \qquad \mu_b = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}} \qquad v = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_{total} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

- $N_d$  el esfuerzo normal de cálculo
- $M_{ad}$  el momento de cálculo en la dirección a (en valor absoluto)
- $M_{bd}$  el momento de cálculo en la dirección b (en valor absoluto)
- $A_c$  el área de la sección de hormigón ( $a \cdot b$ )
- $a, b$  las dimensiones de la sección

Tipo	Caso	$\mu_a$	$\mu_b$	$v$
Esquinas	$M_{z,max}$	0,0105	0,03	0,0154
	$M_{y,max}$	0,0185	0,02	0,0099

Tabla 48: Valores de los esfuerzos reducidos.

De los ábacos obtenemos los siguientes valores:

Caso 1, Máximo momento en Z

Para  $v = 0 \rightarrow \omega = 0,075$

Para  $v = 0,2 \rightarrow \omega = 0$

Interpolando obtenemos, para  $v = 0,0154 \rightarrow \omega = 0,069225255$

$$T_d = A_{total} \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,069 \cdot (0,42 \cdot 0,42) \cdot 16,67 = 203,52 \text{ KN}$$

Caso 2, Máximo momento en Y

Para  $v = 0 \rightarrow \omega = 0,05$

Para  $v = 0,2 \rightarrow \omega = 0$

Interpolando obtenemos, para  $v = 0,0099 \rightarrow \omega = 0,0475$

$$T_d = A_{total} \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,0475 \cdot (0,42 \cdot 0,42) \cdot 16,67 = 139,71625 \text{ KN}$$

Los momentos quedan como:

Tipo	Caso	Plano	$y$ mm	$v$ mm	$y \leq v$	$M_a$ kNm	$M_b$ kNm	$M$ kNm
Esquinas	$M_{z,max}$	XY	33,529	100	Sí	10,298	10,176	10,298
		XZ	15,093	100	Sí	5,149	10,176	10,176
	$M_{y,max}$	XY	23,160	100	Sí	7,557	6,986	7,557
		XZ	20,768	100	Sí	6,868	6,986	6,986

Tabla 49: Momentos máximos.

Finalmente, comprobamos la placa de anclaje con cartelas a flexión.

$$\frac{M_z}{W_{el} \cdot f_{jd}} + \frac{M_y}{W_{el} \cdot f_{jd}} < 1$$

Tipo	Caso	Plano	$M$ kNm	$\frac{M}{W_{el} \cdot f_{jd}}$	Comprobación en ambos planos	CUMPLE
Esquinas	$M_{z,max}$	XY	10,298	0,242	0,481	Sí
		XZ	10,176	0,239		Sí
	$M_{y,max}$	XY	7,557	0,177	0,342	Sí
		XZ	6,986	0,164		Sí

Tabla 50: Comprobación Agotamiento placa a flexión.

Por lo tanto, nuestras placas de anclaje serán:

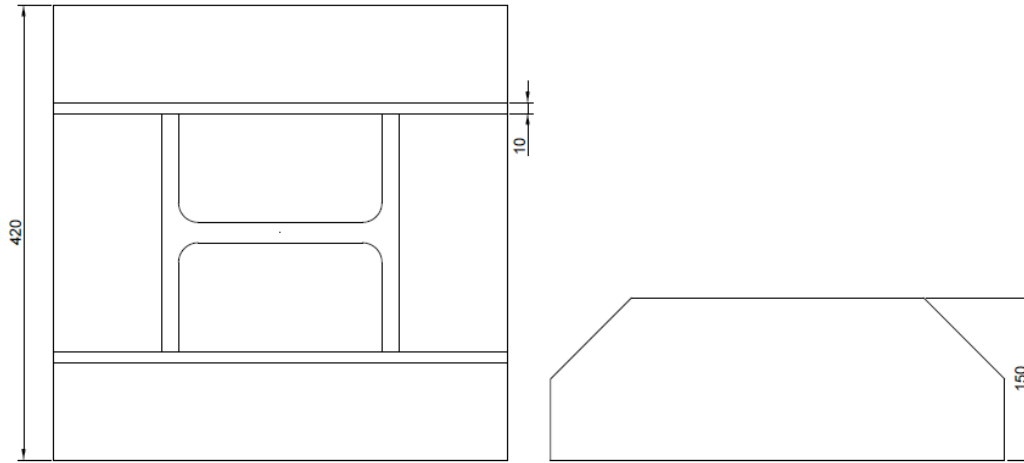


Figura 26: Placa de anclaje lateral.

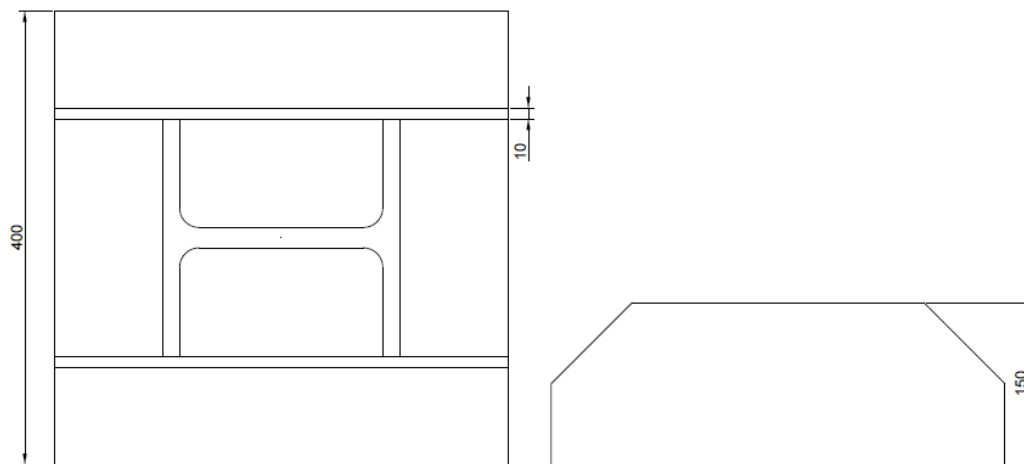


Figura 27: Placa de anclaje frontal.

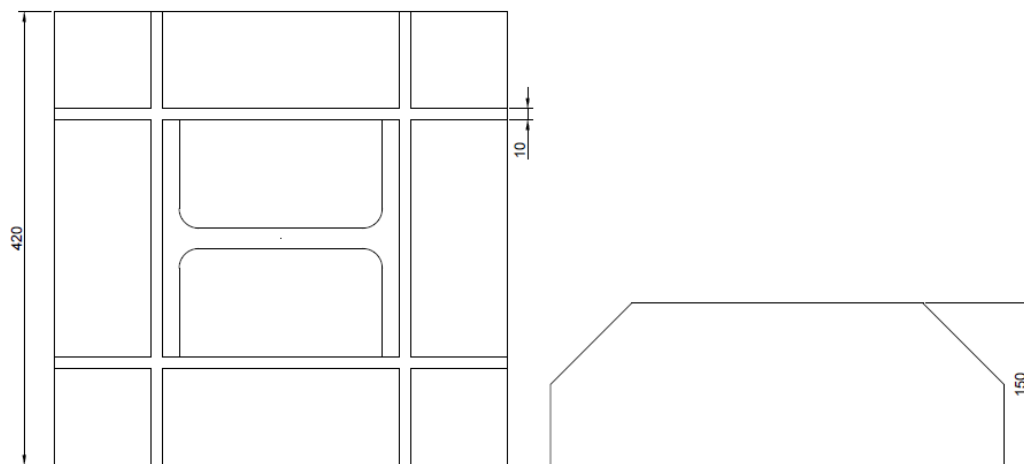


Figura 28: Placa de anclaje de esquina.



## 9.2 Anclajes

Tras dimensionar las placas, dimensionaremos los anclajes, en nuestro caso, los pernos. Estos se dimensionan para resistir los efectos de las cargas de cálculo y para ello deben proporcionar resistencia a tracción que soporte los esfuerzos de arrancamiento y los momentos flectores que pueden llegar a producirse. Para ello se debe cumplir ELU Agotamiento de los pernos y ELU Anclaje de los pernos.

### 9.2.1 ELU Agotamiento de los pernos

Los pernos se deben dimensionar para que resistan los efectos de las cargas de cálculo. Deben proporcionar la resistencia a tracción necesaria para soportar las reacciones de apoyo negativas (esfuerzos de arrancamiento) y los momentos flectores susceptibles de producirse.

En nuestra solución se ha optado por utilizar pernos roscados de 25mm de diámetro.

Se deberá comprobar la siguiente condición:

$$A_s = n_\phi \cdot A_{r\phi} \geq \frac{T_d}{\sigma_s}$$

Siendo:

$n_\phi$  el número de pernos traccionado

$A_\phi$  área nominal de un perno

$A_{r\phi}$   $A_{r\phi} = 0,8 A_\phi$ , con perno roscado

$A_{r\phi} = A_\phi$ , con perno soldado

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \neq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = f_{yd}$$

$E_s$  modulo de Young de los pernos, siendo este 200000MPa

$f_{yk}$  resistencia característica del acero

$\gamma_s$  Coeficiente de minoración del acero

$\gamma_s(B400S, B500S) = 1,15$                        $\gamma_s(S275JR) = 1,05$

De las expresiones anteriores, se obtiene:

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = A_{s,min}$$

El número de pernos necesario en cada lado de la placa será:

$$n_{\phi} = 1 + \text{int}\left(\frac{A_{s,min}}{A_{r\phi}}\right)$$

$$A_{r\phi} = 0,8 \cdot \frac{\pi 25^2}{4} = 392,699\text{mm}^2$$

Tipo	$T_d$ kN	$A_{s,min}$ mm <sup>2</sup>	$n_{\phi}$
Lateral	378,49	870,53	3
Frontal	235,91	542,59	2
Esquina	203,52	468,10	2

Tabla 51: Numero de pernos necesario a cada lado de la placa.

Si no se prevén elementos especiales para resistir el esfuerzo cortante, se deberá comprobar la resistencia a este de los pernos con la resistencia al rozamiento de la placa de asiento, es suficiente para transmitir el esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación a tracción:

El esfuerzo a tracción  $T_d$  será menor que la resistencia a tracción de los pernos  $F_{t,Rd}$

$$T_d \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,Rd,Lateral} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 550 \cdot (3 \cdot 392,699)}{1,25} = 466,526\text{kN}$$

$$F_{t,Rd,Frontal} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 550 \cdot (2 \cdot 392,699)}{1,25} = 311,017\text{kN}$$

$$F_{t,Rd,Esquinas} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 550 \cdot (2 \cdot 392,699)}{1,25} = 311,017\text{kN}$$

Tipo	$T_d$ kN	$F_{t,Rd}$ kN	CUMPLE $T_d \leq F_{t,Rd}$
Lateral	378,49	466,526	Sí
Frontal	235,91	311,018	Sí
Esquina	203,52	311,018	Sí

Tabla 52: Comprobación a tracción de los pernos.

$F_{t,Rd}$  es menor que  $T_d$  en todos los casos. Luego se comprueban los pernos a tracción.

Comprobación a cortadura:

El esfuerzo a tracción  $V_d$  será menor que la resistencia a tracción de los pernos  $F_{v,Rd}$

$$V_d \leq F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_t \cdot F_{vb,Rd}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{Ed}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Siendo

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} = 0,29$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$A_s$  Área resistente de los pernos a tracción

$$A_s = n_\phi \cdot A_{r\phi}$$

$C_{f,d}$  Coeficiente de rozamiento acero-mortero

0,2 para morteros de cemento y arena

0,3 para hormigón y morteros especiales

$n_t$  número total de pernos de la base

Tipo	$C_{f,d}$	$N_{Ed}$	$F_{f,Rd}$	$n_t$	$F_{vb,Rd}$	$F_{v,Rd}$
Lateral	0,20	-109,74	21,948	6	150,325	923,899
Frontal	0,20	-47,22	9,444	4	100,217	410,311
Esquina	0,20	-45,27	9,055	4	100,217	409,922

Tipo	$V_d$	$F_{v,Rd}$	CUMPLE $V_d \leq F_{v,Rd}$
Lateral	23,96	923,90	Sí
Frontal	32,43	410,31	Sí
Esquina	30,94	409,92	Sí

Tabla 53: Comprobación a cortadura de los pernos.

Al haber tracción y cortante, ahora estudiaremos su interacción. Para ello emplearemos la siguiente comprobación:

$$\frac{V_d}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Tipo	$\frac{V_d}{F_{v,Rd}}$	$\frac{T_d}{1,4 \cdot F_{t,Rd}}$	$\frac{V_d}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1,4 \cdot F_{t,Rd}}$	CUMPLE
Lateral	0,026	0,579	0,605	Sí
Frontal	0,079	0,542	0,621	Sí
Esquina	0,075	0,467	0,543	Sí

Tabla 54: Comprobación a tracción y cortadura de los pernos.

### 9.2.2 ELU Anclaje de los pernos

Por último, determinaremos la longitud de los pernos de anclaje. Para ello, definiremos la longitud básica necesaria para que la barra pueda agotarse antes de arrancarse. Las barras serán corrugadas según lo definido en el CE.

La longitud básica de anclaje ( $l_b$ ) depende, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que estas ocupan en el hormigón. El CE indica lo siguiente:

“Atendiendo a la posición que ocupa la barra en la pieza, se distinguen los siguientes casos:

-Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$  o que en el caso de formar un ángulo inferior a  $45^\circ$ , están situadas en la mitad inferior de la sección a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.

-Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.”

La longitud neta de anclaje no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

a)  $10 \varnothing$

b) 150 mm

c) la tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y dos tercios para barras comprimidas.

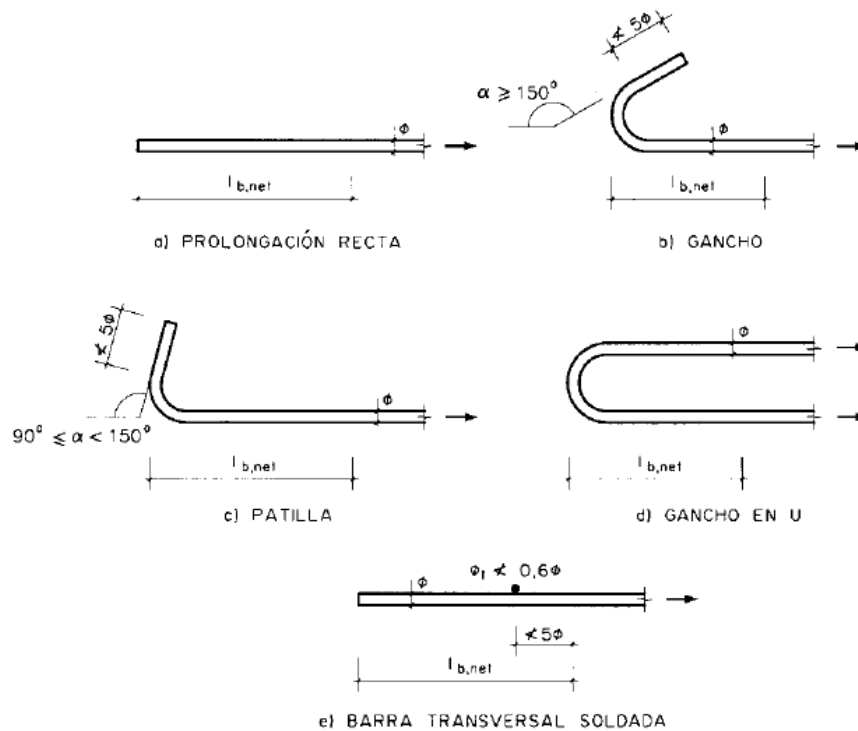


Figura 29: CE – Figura 49.5.1.1 Procedimientos normalizados para los anclajes extremos de las barras.

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por los procedimientos normalizados indicados en la figura anterior. Para nuestro proyecto se ha escogido los pernos en forma de patilla.

“La longitud básica de anclaje en prolongación recta en posición I, es la necesaria para anclar una fuerza  $A_s f_{yd}$  de una barra suponiendo una tensión de adherencia constante  $\tau_{bd}$ , de tal manera que se satisfaga la siguiente ecuación de equilibrio:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}}$$

Donde  $\tau_{bd}$  depende de numerosos factores, entre ellos el diámetro de la armadura, las características resistentes del hormigón y de la propia longitud de anclaje.”

La longitud básica de anclaje resultante, obtenida de forma simplificada para una barra en posición I es:

$$l_{bI} = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing$$

Siendo:

$\varnothing$  el diámetro de la barra

m coeficiente numérico, con valores indicados en la tabla 55.

$f_{yk}$  límite elástico del acero, en  $N/mm^2$

Resistencia característica del hormigón ( $N/mm^2$ )	m	
	B 400 S B400SD	B 500 S B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
$\geq 50$	0,7	1,0

Tabla 55: CE - Tabla 49.5.1.2.a Coeficiente numérico  $m$ , para determinar la longitud básica de anclaje.

La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b,neto} = l_b \beta \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cong l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Siendo:

$\beta$  factor de reducción definido en la tabla 56.

$\sigma_{sd}$  tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar en la sección desde la que se determina la longitud de anclaje.

$A_s$  armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

$A_{s,real}$  armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	-	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

(\*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a  $3\phi$ . En caso contrario  $\beta = 1$ .

Tabla 56: CE - Tabla 49.5.1.2.b Valores de  $\beta$ .

En nuestro caso tenemos un hormigón con resistencia característica  $25N/mm^2$  y pernos de acero B500S.

De las tablas obtenemos  $m=1,5$ . Luego:

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 = 1,5 \cdot 25^2 = 937,5 \leq \frac{f_{yk}}{20} \phi = \frac{500}{20} \cdot 25 = 625$$

Para todos los casos la longitud de anclaje será 937,5 mm.

Las barras de anclaje que se van a utilizar son pernos terminados en patilla, de la tabla XXX tenemos  $\beta = 0,7$ .

$$l_{b,neta,lateral} = l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} = 937,5 \cdot 0,7 \frac{870,53}{3 \cdot 392,699} = 484,922\text{mm}$$

$$l_{b,neta,frontal} = l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} = 937,5 \cdot 0,7 \frac{542,59}{2 \cdot 392,699} = 453,368\text{mm}$$

$$l_{b,neta,lateral} = l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} = 937,5 \cdot 0,7 \frac{468,10}{2 \cdot 392,699} = 391,127\text{mm}$$

Todas deberán ser mayores que:  $10 \varnothing = 250\text{mm}$ ;  $150 \text{ mm}$  y  $\frac{l_b}{3} = \frac{625}{3} = 208,33$ .

Luego nuestros anclajes serán:

Pernos zapata lateral, 6 pernos de acero B500S de diámetro 25mm y longitud 485mm.

Pernos zapata frontal, 4 pernos de acero B500S de diámetro 25mm y longitud 455mm.

Pernos zapata de esquina, 4 pernos de acero B500S de diámetro 25mm y longitud 395mm.

## 10. Conclusiones

En el presente proyecto se ha realizado el diseño y cálculo de la estructura metálica de un concesionario de automóviles en Catarroja (Valencia).

Todo el proyecto se ha elaborado en base a la normativa vigente para este tipo de estructuras: Código Estructural (CE) y Código Técnico de la Edificación (CTE).

En primer lugar, se ha realizado un estudio para conocer las necesidades de la estructura: Forma (Nave a base de pórticos cerchados), Dimensiones (78x35 m<sup>2</sup>), emplazamiento, etc. Se han elegido los materiales (Acero S275JR) y tipos de perfil que se van a emplear (HEB y perfiles SHS), así como, posteriormente, se han calculado las cargas que actúan sobre la estructura (peso propio, sobrecarga de uso, nieve, viento).

Una vez realizada esta parte, se ha procedido a la implementación de la estructura en SAP2000, se han obtenido los esfuerzos y desplazamientos de cada barra y nudo de estructura para cada combinación de acciones correspondiente.

Tras obtener los esfuerzos y desplazamientos, se ha comprobado la normativa vigente (CTE, CE). Se ha verificado el cumplimiento de pandeo, resistencia, flechas, desplomes, entre otras. Para esto, se ha realizado una serie de cálculos mediante las hojas de cálculo EXCEL.

Posteriormente se ha procedido al diseño de las cimentaciones, se ha optado por zapatas centradas. Se ha empleado un hormigón HA-25/B/40/IIa. Se ha realizado un procedimiento similar al del diseño de la estructura: Cálculo de acciones y verificación de diversos parámetros para el cumplimiento de la normativa (Hundimiento, Vuelco, Deslizamiento).

Así mismo, se ha procedido al diseño de las placas de anclaje. Se ha optado por placas soldadas centradas de 22 mm de acero S275JR, ancladas a la cimentación mediante pernos de acero corrugado B500S.

Para la completa definición del proyecto, se han elaborado los planos de la estructura, detallando los aspectos más importantes de esta.

Finalmente, se ha confeccionado un presupuesto del proyecto con ayuda del software Arquímedes de CYPE, cuyo valor asciende a 1.185.543,68€



## 11. Bibliografía

<https://www.google.com/maps/>

<https://www.bing.com/maps>

<https://www1.sedecatastro.gob.es>

Código Técnico de la Edificación (CTE) (<https://www.codigotecnico.org>)

Código Estructural (<https://www.mitma.gob.es/organos-colegiados/comision-permanente-de-estructuras-de-acero/cpa/codigo-estructural>)

<https://ingemecanica.com/tutoriales/prontuariodeperfiles.html>

<https://merle.es/perfiles-ipn-ipe-upn-hea-heb/>

<https://www.acerosiete.com/normativa/tablas-de-caracteristicas-tecnicas-de-perfiles-tubulares/>

Apuntes de la asignatura Tecnología de la Construcción (Código: 11425)

Apuntes de la asignatura de Proyectos (Código: 11419)

### **Software utilizado**

- SAP2000 v16. CSI América.
- AutoCAD2023. Autodesk.
- Microsoft Office (Word, Excel).
- Arquímedes (CYPE)



# **PRESUPUESTO**

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
1.1	ADE010	m <sup>3</sup>	Excavación en zanjas para cimentaciones en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión.	89,280	27,83	2.484,66
1.2	ADL005	m <sup>2</sup>	Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.	3.200,000	0,77	2.464,00
<b>Total presupuesto parcial nº 1 MOVIMIENTO DE TIERRAS Y OPERACIONES PREVI...</b>						<b>4.948,66</b>

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
2.1	CSZ010	m³	Zapata de cimentación de hormigón armado HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 50 kg/m³.	72,480	142,34	10.316,80
2.2	CSZ015	m³	Hormigón de limpieza HM-10/B/20/I fabricado en central y vertido desde camión.	8,400	79,34	666,46
2.3	EAS005	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 420x420 mm y espesor 22 mm, con 6 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 25 mm de diámetro y 50 cm de longitud total.	24,000	76,72	1.841,28
2.4	EAS005b	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 400x400 mm y espesor 22 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 25 mm de diámetro y 50 cm de longitud total.	4,000	67,11	268,44
2.5	EAS005c	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 420x420 mm y espesor 22 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 25 mm de diámetro y 50 cm de longitud total.	4,000	72,29	289,16
<b>Total presupuesto parcial nº 2 CIMENTACIONES :</b>						<b>13.382,14</b>

**Presupuesto parcial nº 3 ESTRUCTURA**

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
3.1	EAV010	kg	Perfiles de acero S275JR laminados en caliente con uniones soldadas i.i parte proporcional de soldaduras y montaje.	71.927,780	2,50	179.819,45
<b>Total presupuesto parcial nº 3 ESTRUCTURA :</b>						<b>179.819,45</b>

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
4.1	QAD040	m <sup>2</sup>	Cubierta plana no transitable, no ventilada, Deck tipo convencional, pendiente del 1% al 5%, compuesta de: soporte base: perfil nervado autoportante de chapa de acero galvanizado S 280 de 0,7 mm de espesor, acabado liso, con 3 nervios de 50 mm de altura separados 260 mm; aislamiento térmico: panel rígido de lana mineral soldable, de 50 mm de espesor; impermeabilización: monocapa con lámina de betún modificado con elastómero SBS LBM(SBS)-50/G-FP (150R) totalmente adherida con soplete.	2.730,000	46,28	126.344,40
4.2	FMY010	m <sup>2</sup>	Muro cortina de aluminio realizado mediante el sistema Fachada Estructural, de "CORTIZO", con estructura portante calculada para una sobrecarga máxima debida a la acción del viento de 60 kg/m <sup>2</sup> , compuesta por una retícula con una separación entre montantes de 150 cm y una distancia entre ejes del forjado o puntos de anclaje de 300 cm; cerramiento compuesto de un 40% de superficie opaca (antepechos, cantos de forjado y falsos techos) y un 60% de superficie transparente fija realizada con doble acristalamiento templado de control solar, color azul, 6/6/6.	1.412,500	342,40	483.640,00
<b>Total presupuesto parcial nº 4 CUBIERTA Y CERRAMIENTOS LATERALES :</b>						<b>609.984,40</b>

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
5.1	XMP010	Ud	Ensayo destructivo sobre una muestra de perfil laminado, con determinación de: límite elástico aparente, resistencia a tracción, módulo de elasticidad, alargamiento y estricción.	3,000	194,36	583,08
5.2	XMP020	Ud	Ensayo de aptitud al soldeo sobre una muestra soldada de perfil laminado, con determinación de: disminución de la carga total de rotura.	4,000	194,36	777,44
5.3	XMS010	Ud	Inspección visual sobre una unión soldada.	5,000	65,64	328,20
5.4	XEB010	Ud	Ensayo sobre una muestra de barras de acero corrugado de un mismo lote, con determinación de: sección media equivalente, características geométricas del corrugado, doblado/desdoblado.	1,000	86,92	86,92
5.5	XEH010	Ud	Ensayo sobre una muestra de hormigón con determinación de: consistencia del hormigón fresco mediante el método de asentamiento del cono de Abrams y resistencia característica a compresión del hormigón endurecido mediante control estadístico con fabricación de seis probetas, curado, refrentado y rotura a compresión.	1,000	94,55	94,55
<b>Total presupuesto parcial nº 5 CALIDAD Y ENSAYOS :</b>						<b>1.870,19</b>

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
6.1	GTA010	m³	Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 10 km.	32,000	5,44	174,08
6.2	GRA010	Ud	Transporte de residuos inertes metálicos producidos en obras de construcción y/o demolición, con contenedor de 7 m³, a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos.	10,000	212,07	2.120,70
6.3	GRA010b	Ud	Transporte de residuos inertes de hormigón producidos en obras de construcción y/o demolición, con contenedor de 1,5 m³, a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos.	5,000	65,25	326,25
<b>Total presupuesto parcial nº 6 GESTIÓN DE RESIDUOS :</b>						<b>2.621,03</b>



Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
7.1	F01	Ud	Partida alzada en materia de seguridad y salud	1,000	7.635,53	7.635,53
<b>Total presupuesto parcial nº 7 SEGURIDAD Y SALUD :</b>						<b>7.635,53</b>

**Presupuesto parcial nº 8 REDACCIÓN DE PROYECTO Y TRABAJO DE INGENIERÍA**

Num.	Código	Ud	Denominación	Cantidad	Precio (€)	Total (€)
8.1	C01	Ud	Partida alzada que incluye todos los trabajos de ingeniería incluidos en el proyecto: Estudio de viabilidad, Redacción de proyecto, Dirección de obra	1,000	3.090,00	3.090,00
<b>Total presupuesto parcial nº 8 REDACCIÓN DE PROYECTO Y TRABAJO DE INGEN...</b>						<b>3.090,00</b>

Presupuesto ejecución material

Capítulo 1	Acondicionamiento del terreno	4.948,66 €
Capítulo 2	Cimentaciones	13.382,14 €
Capítulo 3	Estructura	179.819,45 €
Capítulo 4	Cubierta y Cerramientos	609.984,40 €
Capítulo 5	Calidad y Ensayos	1.870,19 €
Capítulo 6	Gestión de Residuos	2.621,03 €
Capítulo 7	Seguridad y Salud	7.635,53 €
Capítulo 8	Redacción y trabajo de ingeniería	3.090,00 €
Total Presupuesto		823.351,40 €

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de OCHO CIENTOS VEINTITRÉS MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y UN EUROS CON CUARENTA CÉNTIMOS .

## Resumen Presupuesto

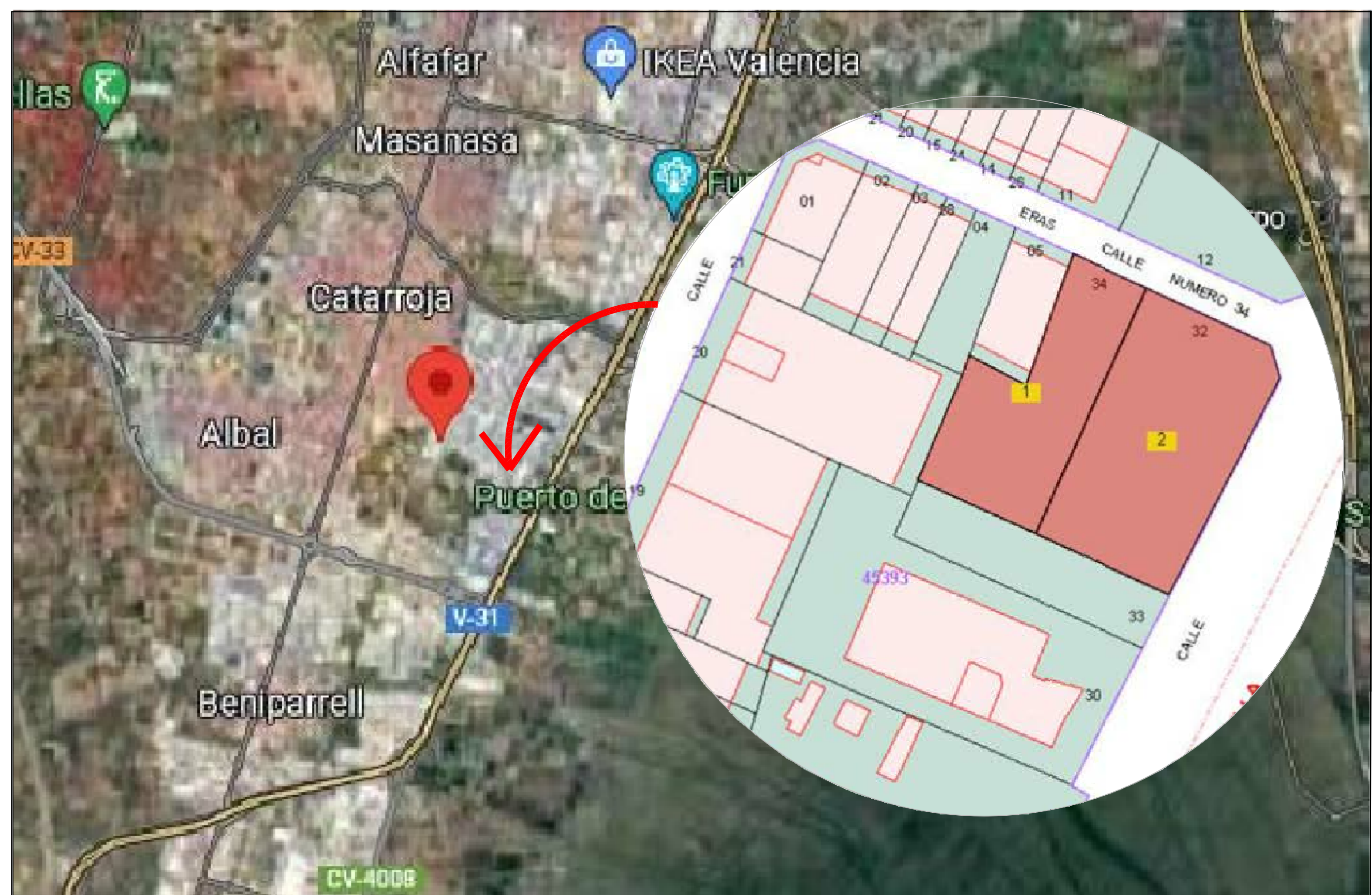
Capítulo 1	Acondicionamiento del terreno	4.948,66 €
Capítulo 2	Cimentaciones	13.382,14 €
Capítulo 3	Estructura	179.819,45 €
Capítulo 4	Cubierta y Cerramientos	609.984,40 €
Capítulo 5	Calidad y Ensayos	1.870,19 €
Capítulo 6	Gestión de Residuos	2.621,03 €
Capítulo 7	Seguridad y Salud	7.635,53 €
Capítulo 8	Redacción y trabajo de ingeniería	3.090,00 €
Total Presupuesto		823.351,40 €

Presupuesto de Ejecución Material		823.351,40 €
Gastos Generales 13%		107.035,68 €
Beneficio Industrial 6%		49.401,08 €
Presupuesto de Ejecución por Contrata		979.788,17 €
IVA 21%		205.755,51 €
Presupuesto Base de Licitación		1.185.543,68 €

Asciende el presupuesto de base de licitación a la expresada cantidad de UN MILLÓN CIENTO OCHENTA Y CINCO QUINIENTOS CUARENTA Y TRES EUROS CON SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS.



# PLANOS



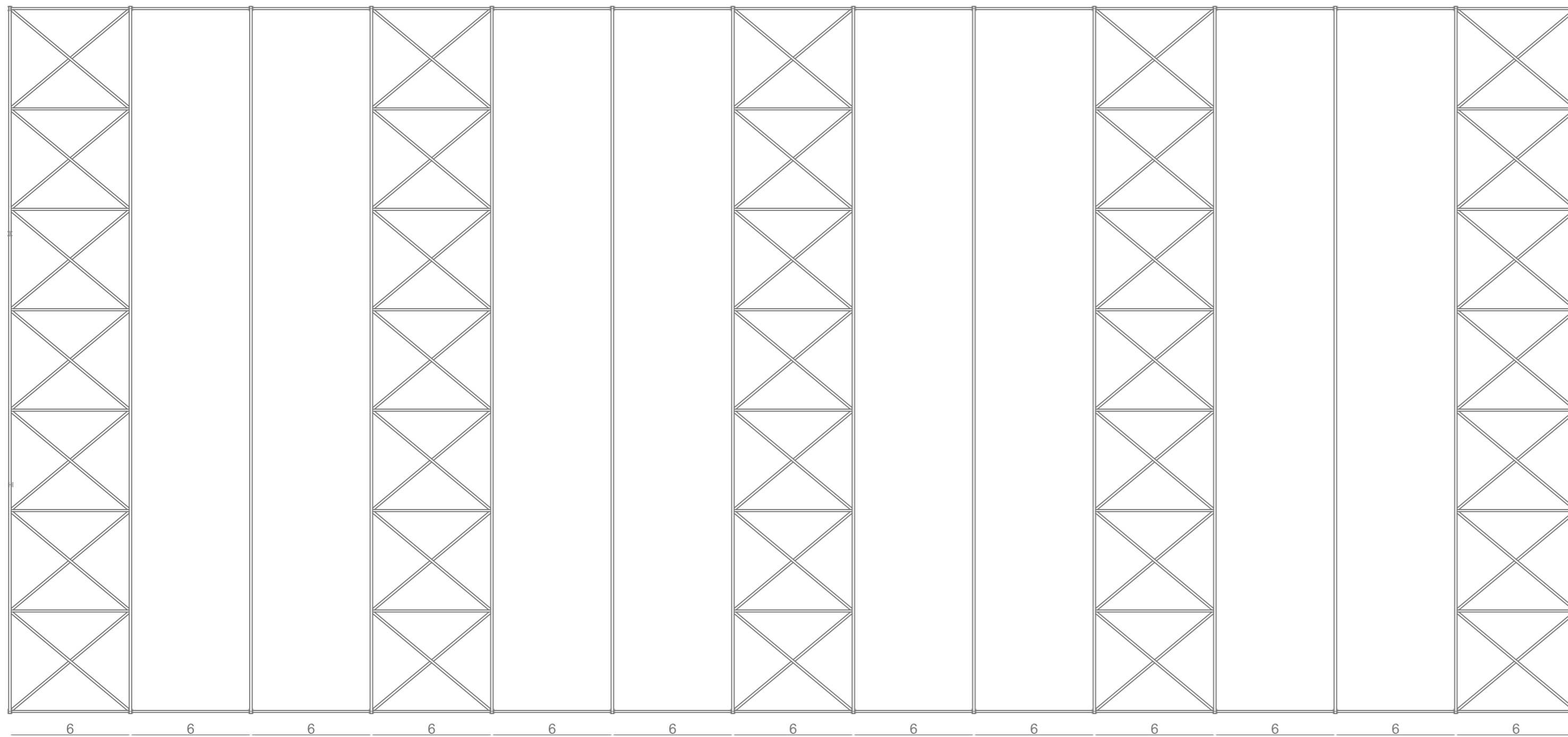
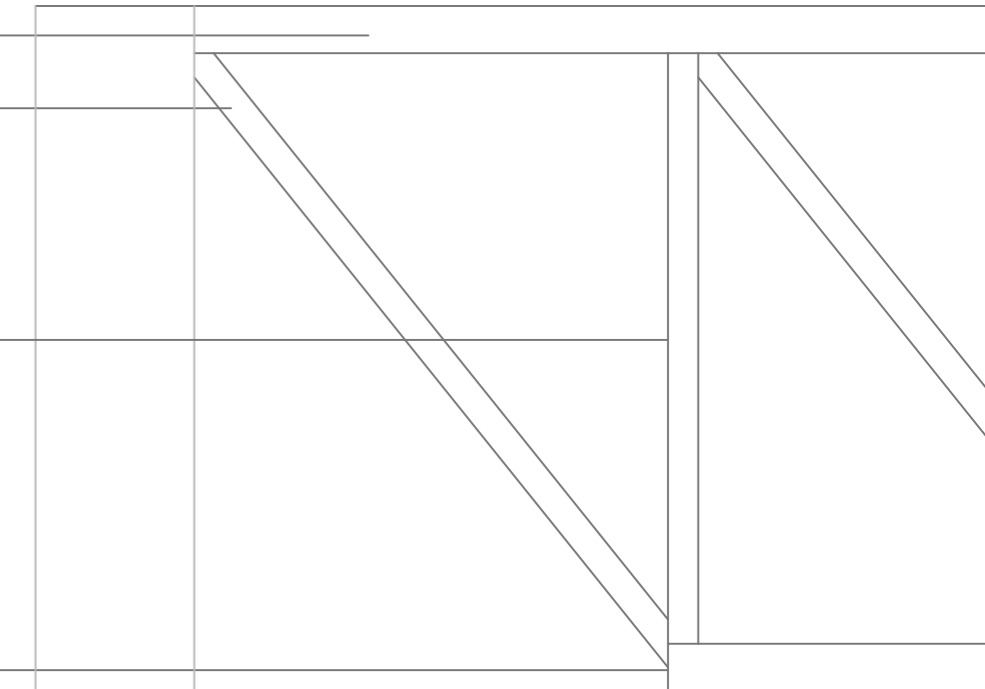


PERFIL CUADRADO 125 x 125 x 8 mm

PERFIL CUADRADO 80 x 80 x 5 mm

PERFIL CUADRADO 80 x 80 x 5 mm

PERFIL CUADRADO 125 x 125 x 8 mm



PLANTA COTA 6,25 m

DETALLE ESTRUCTURA  
e: 1/20

