



# Centro Universitario de la Defensa en la Escuela Naval Militar

## TRABAJO FIN DE GRADO

*Cálculo de la cimentación de una estructura de cubierta para las instalaciones deportivas exteriores de la ENM*

**Grado en Ingeniería Mecánica**

**ALUMNO:** Luis Martínez García

**DIRECTORES:** Arturo González Gil  
Miguel Ángel Gómez Rodríguez

**CURSO ACADÉMICO:** 2016-2017

Universida<sub>de</sub>Vigo





# Centro Universitario de la Defensa en la Escuela Naval Militar

## TRABAJO FIN DE GRADO

*Cálculo de la cimentación de una estructura de cubierta para las instalaciones deportivas exteriores de la ENM*

**Grado en Ingeniería Mecánica**  
Intensificación en Tecnología Naval  
Cuerpo General

UniversidadeVigo



## **RESUMEN**

La Escuela Naval Militar (ENM) es el centro de formación de todos los oficiales de la Armada Española. Se trata de una academia de excelencia que considera la formación física de sus alumnos como uno de los pilares básicos de su formación integral. Por ello, el presente trabajo pretende contribuir en el proyecto de mejora en la calidad de las instalaciones deportivas de la ENM.

El principal objetivo de este proyecto es dimensionar la cimentación necesaria para la construcción de la estructura a dos aguas propuesta en el Trabajo de Fin de Grado del Alférez de Navío D. Juan Francisco Farrona Marín para cubrir las pistas deportivas exteriores de la ENM [1]. Para ello se hace un estudio de los esfuerzos a los que están sometidos los elementos de cimentación a partir de las acciones que actúan sobre la estructura previamente diseñada, se evalúan los materiales utilizados y se dimensiona la cimentación elegida de acuerdo con lo descrito en la normativa vigente. Una vez se ha realizado el dimensionado de las zapatas se lleva a cabo un presupuesto aproximado para tener una idea del coste de la obra como añadido al presupuesto de la estructura descrita en [1]. Como resultado del proyecto, se definen dos tipos de zapatas aisladas rígidas tanto para los pórticos interiores de la estructura como para los de fachada.

El trabajo podrá ser utilizado por la Escuela Naval Militar como un estudio preliminar de la cimentación, por si llegado el caso, la Academia se plantease la posibilidad de materializar la obra.

## **PALABRAS CLAVE**

Cimentaciones, estructura, zapata, acciones, Escuela Naval Militar, Código Técnico



## **AGRADECIMIENTOS**

Me gustaría aprovechar esta oportunidad para agradecer el apoyo recibido por las personas que me rodean y que sin duda han supuesto un gran estímulo durante mis cinco años en la Escuela Naval Militar.

En primer lugar, agradezco a la Escuela Naval Militar y al Centro Universitario de la Defensa los medios dispuestos para mi formación y para la realización del presente Trabajo de Fin de Grado.

Me gustaría hacer una mención especial a mi tutor D. Arturo González Gil, por el tiempo invertido en mi proyecto y por la posibilidad que me ha brindado de trabajar junto a él que, sin duda, me ha servido para aprender y entusiasarme con el estudio realizado.

De manera más personal, me gustaría agradecer el apoyo recibido de mi familia durante todo mi proceso de formación. Sin su incondicional y permanente ayuda, hubiese sido imposible la culminación de mis estudios y, en consecuencia, la realización del presente trabajo.

También me gustaría aprovechar esta ocasión para mostrar mi gratitud a los compañeros y amigos de la Escuela Naval que durante estos cinco años me han mostrado su apoyo constante que me ha permitido disfrutar de los buenos momentos y sobreponerme a los malos.

Finalmente, quiero agradecerle a mi novia Claudia los ánimos que de ella he recibido durante la realización del proyecto y su sincera preocupación por el buen desarrollo del mismo.



## Contenido

Contenido .....	1
Índice de Figuras .....	4
Índice de Tablas .....	6
1 Introducción y objetivos.....	7
1.1 Introducción y motivación .....	7
1.2 Emplazamiento .....	8
1.3 Objetivos .....	9
1.4 Metodología .....	9
2 Estado del arte .....	11
2.1 Cimentaciones: Generalidades y tipos .....	11
2.1.1 Tipos de cimentaciones .....	11
2.1.2 Tensión admisible del terreno.....	15
2.1.3 Estudio geotécnico.....	18
2.2 Cimentaciones superficiales mediante zapatas aisladas centradas .....	19
2.2.1 Generalidades .....	19
2.2.2 Distribución de presiones en una zapata aislada .....	20
2.3 Hormigón armado como material de construcción.....	21
2.3.1 Tipos de hormigón.....	21
2.3.2 Ventajas e inconvenientes en la utilización de hormigón armado.....	23
2.3.3 Componentes del hormigón armado.....	23
2.3.4 Designación o tipificación de los hormigones.....	23
2.3.5 Esfuerzos en una zapata de hormigón armado .....	24
2.4 Bases de cálculo .....	24
2.4.1 Generalidades .....	24
2.4.2 Estados Límite .....	25
2.4.3 Variables básicas .....	26
2.4.4 Verificaciones basadas en los coeficientes parciales.....	26
3 Diseño de la cimentación .....	28
3.1 Tensión admisible del terreno .....	28
3.2 Descripción de la estructura de cubierta .....	29
3.3 Cargas actuantes sobre la estructura de cubierta.....	30
3.3.1 Acciones permanentes sobre la estructura ( $G_k$ ) .....	30
3.3.2 Sobrecarga de uso ( $Q_k$ ) .....	32

3.3.3 Sobrecarga de nieve.....	33
3.3.4 Acción del viento.....	34
3.3.5 Acciones accidentales.....	45
3.4 Combinación de acciones .....	47
3.4.1 Resistencia y estabilidad.....	47
3.5 Cálculo de esfuerzos sobre la cimentación .....	49
3.6 Elección y disposición de la cimentación .....	50
3.6.1 Tipo de cimentación .....	50
3.6.2 Vigas riostras .....	50
3.6.3 Materiales de la cimentación .....	50
3.7 Dimensionado de la cimentación .....	52
3.7.1 Dimensionado de la zapata de barlovento del pórtico interior .....	52
3.7.2 Dimensionado de la zapata de sotavento del pórtico interior .....	56
3.7.3 Dimensionado de la zapata del pórtico de fachada.....	63
4 Presupuesto.....	64
4.1 Consideraciones tenidas en cuenta para el cálculo del Presupuesto .....	64
4.2 Presupuestos Parciales .....	65
4.2.1 Zapata pórtico interior (x14).....	65
4.2.2 Zapata pórtico de fachada (x14) .....	66
4.3 Presupuesto de Ejecución Material (PEM).....	66
4.4 Presupuesto de Licitación .....	67
4.5 Presupuesto Total de la Obra de Cimentación.....	67
5 Conclusiones y líneas futuras.....	68
5.1 Conclusiones.....	68
5.2 Líneas futuras.....	69
6 Bibliografía.....	70
ANEXO I: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA.....	74
ANEXO II: CUADROS DE PRECIOS DESCOMPUESTOS .....	75
ANEXO III: RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.....	77
ANEXO IV: COMPONENTES DEL HORMIGÓN ARMADO .....	79
IV.1 Cemento.....	79
IV.2 Agua.....	80
IV.3 Áridos .....	81
IV.4 Aditivos y adiciones .....	82
IV.5 Armaduras.....	84

ANEXO V: PLANOS .....86

## Índice de Figuras

Figura 1-1 Vista aérea de la Ría de Pontevedra (tomada de [4]) .....	8
Figura 1-2 Vista aérea de los accesos a la pista exterior (tomada de [4]) .....	8
Figura 1-3 Pistas exteriores de baloncesto (tomada de [4]) .....	9
Figura 2-1 Cimentación de hormigón ciclópeo (tomada de [9]) .....	12
Figura 2-2 Tipos de zapatas (tomada de [9]) .....	12
Figura 2-3 Tipo de pilotes (tomada de [11]) .....	13
Figura 2-4 Muro de pantalla (tomada de [12]) .....	14
Figura 2-5 Anclaje de un muro de pantalla (tomada de [13]) .....	15
Figura 2-6 Zapata que presenta excentricidad mecánica (tomada de [14]) .....	15
Figura 2-7 Representación de la ecuación de Terzaghi (tomada de [15]) .....	16
Figura 2-8 Zapata rígida y flexible (tomada de [19]) .....	19
Figura 2-9 Zapata flexible y zapata rígida (tomada de [20]) .....	20
Figura 2-10 Excentricidad de una carga (tomada de [21]) .....	20
Figura 2-11 Distribución trapezoidal de presiones (tomada de [22]) .....	21
Figura 2-12 Zapata aislada de hormigón armado (tomada de [24]) .....	22
Figura 2-13 Esfuerzos sobre una viga biapoyada (tomada de [26]) .....	24
Figura 3-1 Presiones admisibles según el terreno (tomada de [5]) .....	29
Figura 3-2 Alzado de la estructura (tomada de [1]) .....	29
Figura 3-3 Estructura de cubierta. Pórticos interiores y de fachada (tomada de [1]) .....	30
Figura 3-4 Tabla de sobrecarga de uso (tomada de [6]) .....	33
Figura 3-5 Sobrecarga de nieve en provincias y ciudades autónomas (tomada de [6]) .....	34
Figura 3-6 Valor básico de la velocidad del viento (tomada de [6]) .....	35
Figura 3-7 Coeficiente de exposición ( $C_e$ ) (tomada de [6]) .....	36
Figura 3-8 Coeficientes de presión de cerramientos con viento lateral (tomada de [6]) .....	37
Figura 3-9 Enumeración de pórticos para viento lateral (elaboración propia) .....	38
Figura 3-10 Coeficientes de presión para la cubierta con viento lateral (tomada de [6]) .....	39
Figura 3-11 Enumeración de pórticos para viento frontal (elaboración propia) .....	42
Figura 3-12 Cargas de viento frontal en la cubierta (tomada de [6]) .....	43
Figura 3-13 Mapa de peligrosidad sísmica (tomada de [28]) .....	45
Figura 3-14 Coeficientes de seguridad (tomada de [7]) .....	47
Figura 3-15 Coeficientes de combinación de cargas (tomada de [7]) .....	48
Figura 3-16 Reacciones en el pórtico interior (elaboración propia) .....	49
Figura 3-17 Reacciones en el pórtico de fachada (elaboración propia) .....	49
Figura 3-18 Clases generales de exposición. Corrosión de la armadura (tomada de [25]) .....	51

Figura 3-19 Clases de exposición relativas a efectos distintos de la corrosión (tomada de [25])....	51
Figura 3-20 Selección del hormigón en función del ambiente (tomada de [25]).....	52
Figura 3-21 Croquis del vuelco de una zapata centrada (tomada de [33]).....	52
Figura 3-22 Croquis zapata sometida a esfuerzos horizontales (tomada de [35]) .....	53
Figura 3-23 Tensiones sobre los diferentes tipos de zapatas (tomada de [14]).....	54
Figura 3-24 Distribución triangular de tensiones (tomada de [19]) .....	55
Figura 3-25 Croquis de la zapata. Distribución de presiones. (elaboración propia) .....	57
Figura 3-26 Croquis de la zapata con el valor de las tensiones (elaboración propia) .....	59
Figura 3-27 Croquis del canto de la zapata (elaboración propia) .....	60
Figura 3-28 Cuantías mínimas. (tomado de [25]) .....	60
Figura 3-29 Diámetros de los mandriles (tomada de [25]) .....	61
Figura 3-30 Posiciones de adherencia (tomada de [37]) .....	62
Figura 3-31 Longitud básica de anclaje de una armadura (elaboración propia) .....	62
Figura AIV-1 Cemento Portlánd en polvo (tomada de [41]) .....	80
Figura AIV-2 Mezcla de cemento y agua (tomada de [42]) .....	81
Figura AIV-3 Árido grueso (tomada de [43]) .....	82
Figura AIV-4 Aditivos y adiciones (tomada de [44]) .....	84
Figura AIV-5 Armadura de acero (tomada de [45]) .....	85

## Índice de Tablas

Tabla 2-1 Coeficientes de seguridad parciales (elaboración propia) .....	17
Tabla 3-1 Coeficientes eólicos y cargas superficiales para cerramientos (elaboración propia).....	37
Tabla 3-2 Cargas de viento lateral en pilares (kN/m) (elaboración propia).....	38
Tabla 3-3 Cargas de viento lateral en la cubierta (elaboración propia) .....	39
Tabla 3-4 Cargas de viento lateral sobre las vigas (kN/m) (elaboración propia).....	40
Tabla 3-5 Coeficientes eólicos y cargas superficiales para cerramientos (elaboración propia).....	41
Tabla 3-6 Cargas de viento frontal en pilares (kN/m) (elaboración propia) .....	42
Tabla 3-7 Coeficientes eólicos y cargas superficiales para la cubierta (elaboración propia).....	43
Tabla 3-8 Cargas de viento frontal sobre la cubierta (kN/m) (elaboración propia) .....	44
Tabla 3-9 Resumen de cargas del pórtico interior (elaboración propia) .....	46
Tabla 3-10 Resumen de cargas del pórtico de fachada (elaboración propia).....	47
Tabla 3-11 Comprobaciones cimentación del pórtico de fachada (elaboración propia).....	63
Tabla 4-1 Presupuesto parcial excavación (elaboración propia).....	65
Tabla 4-2 Presupuesto parcial del hormigón de limpieza (elaboración propia).....	65
Tabla 4-3 Presupuesto parcial del acero (elaboración propia) .....	65
Tabla 4-4 Presupuesto parcial del encofrado (elaboración propia).....	65
Tabla 4-5 Presupuesto parcial hormigón (elaboración propia) .....	66
Tabla 4-6 Presupuesto parcial excavación 2 (elaboración propia).....	66
Tabla 4-7 Presupuesto parcial hormigón de limpieza 2 (elaboración propia).....	66
Tabla 4-8 Presupuesto parcial acero 2 (elaboración propia) .....	66
Tabla 4-9 Presupuesto parcial encofrado 2 (elaboración propia).....	66
Tabla 4-10 Presupuesto parcial hormigón 2 (elaboración propia) .....	66
Tabla 4-11 Presupuesto de Ejecución Material (elaboración propia) .....	66
Tabla 4-12 Presupuesto de Licitación (elaboración propia).....	67
Tabla 4-13 Presupuesto Total de Obras (elaboración propia).....	67
Tabla 4-14 Presupuesto Total del conjunto de la Obra (elaboración propia).....	67
Tabla AIII-1 Tipo de construcción (elaboración propia) .....	77
Tabla AIII-2 Distancias máximas y profundidades orientativas (elaboración propia) .....	77
Tabla AIII-3 Número mínimo de sondeos y porcentaje de sustitución (elaboración propia) .....	78
Tabla AIV-1 Clase resistente de los cementos (elaboración propia) .....	79
Tabla AIV-2 Tipos de cemento en función del hormigón (elaboración propia).....	79

# 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

## 1.1 Introducción y motivación

Hoy en día el deporte es un pilar fundamental de nuestra sociedad y más aún, si cabe, de la vida militar. Su práctica es indispensable para el buen desarrollo y mejora de las aptitudes tanto físicas como mentales de las personas. La Armada Española, ha sido siempre muy consciente de los efectos positivos que conlleva la realización de actividades de carácter deportivo para la formación de sus futuros oficiales tal y como reflejan las Reales Ordenanzas de las Fuerzas Armadas en sus artículos 25 y 40 [2]. La apuesta por el deporte no sólo asegura importantes ventajas en cuestiones psicofísicas, sino que permite a las personas desarrollarse y crecer humanamente. La práctica de deportes de equipo, crea vínculos de amistad, compañerismo y compromiso, entre otros, fundamentales para el buen entendimiento de lo que se espera de un oficial de la Armada y de su relación con las personas que le rodean. Valores que simbolizan los pilares básicos de la formación de un militar como son la disciplina, la valentía, el afán de superación, el respeto, la persistencia, la humildad etc. resultan en gran manera fortalecidos mediante la frecuente práctica del deporte saludable.

Un aspecto crucial en la práctica del deporte es disponer de las instalaciones adecuadas que permitan su realización de forma segura. Anteriormente se han desarrollado trabajos con el objetivo de mejorar las condiciones de las pistas deportivas exteriores de la Escuela Naval Militar, en concreto dos Trabajos de Fin de Grado [1] [3]. Entre muchas de las opciones barajadas se encuentra la posibilidad de techar algunas de estas pistas mediante una estructura que permita proteger el pavimento contra la acción de la lluvia y otros fenómenos meteorológicos.

El presente trabajo tiene como fin, el cálculo de la cimentación de la estructura diseñada y dimensionada por el ya Alférez de Navío del Cuerpo General de la Armada D. Juan Francisco Farrona Marín [1]. La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del terreno y que las deformaciones producidas en este sean admisibles.

Los principales motivos que han animado al autor del presente trabajo a la realización del mismo son los siguientes:

- Aplicación y ampliación de los conocimientos de cimentación adquiridos en materia de estructuras y construcciones industriales
- Contribución en el proyecto de mejora en la calidad de las instalaciones deportivas de la ENM

- Interés por completar trabajos y proyectos ya realizados por alumnos de esta Escuela Naval y que puedan servir, algún día, para la concreción de su ejecución

## 1.2 Emplazamiento

El terreno sobre el cual se pretende construir la estructura objeto de este proyecto, se encuentra emplazado en la Escuela Naval Militar, localizada en el municipio de Marín, situado en la provincia de Pontevedra (Figura 1-1). Actualmente la parcela aloja parte de las pistas deportivas exteriores de la ENM localizadas en una zona céntrica de la academia, rodeada de sus principales edificios e instalaciones como son: el Casino de alumnos “Almirante Bonifaz”, el cuartel “Marqués de la Victoria”, el campo de fútbol de césped artificial “Roger del Lauria” y la residencia logística de la Armada “Manuel Quiroga”.

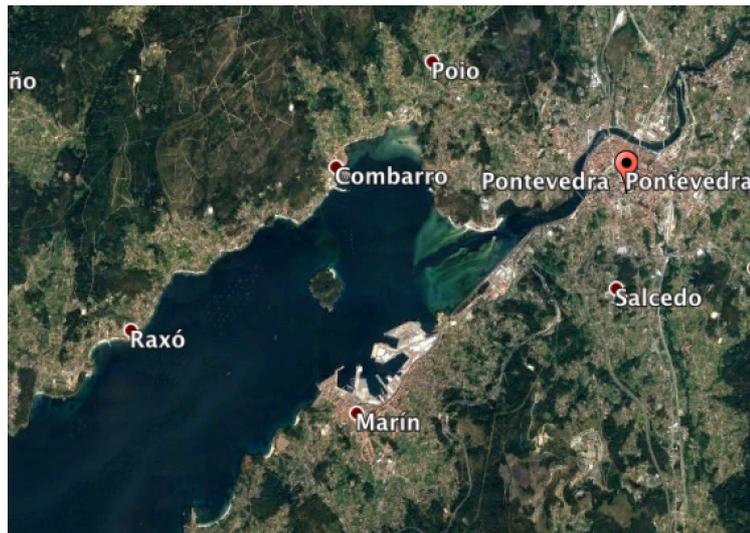


Figura 1-1 Vista aérea de la Ría de Pontevedra (tomada de [4])

El acceso a las pistas se realiza por medio de dos entradas permaneciendo el resto del recinto vallado mediante una verja. El acceso norte se realiza a través de la «Cuesta de la Virgen» y el sur a través de la «Puerta de Palmeras» (Figura 1-2).



Figura 1-2 Vista aérea de los accesos a la pista exterior (tomada de [4])

Las pistas exteriores tienen una superficie rectangular de  $1.457,25\text{m}^2$  con dimensiones  $43,5\text{m}$  de largo y  $33,5\text{m}$  de ancho, que alberga dos canchas de baloncesto y una de fútbol sala (Figura 1-3).

Además de estas pistas exteriores, la Escuela Naval Militar cuenta con otra cubierta sobre parque, situada dentro del pabellón de deportes «Guardiamarina Barrutia».



Figura 1-3 Pistas exteriores de baloncesto (tomada de [4])

### 1.3 Objetivos

Los principales objetivos que se pretenden alcanzar con la realización del presente trabajo son los siguientes:

- Estudio de los diferentes tipos de cimentación y elección de la más adecuada para la estructura de cubierta de las instalaciones deportivas exteriores de la ENM
- Conocimiento de los esfuerzos que transmite la estructura a la cimentación
- Dimensionado y cálculo de la cimentación elegida
- Diseño de los planos necesarios que definan dicha cimentación
- Cálculo del Presupuesto aproximado de la estructura de cimentación propuesta

### 1.4 Metodología

Una vez presentados los objetivos de este trabajo, se explicará la metodología utilizada para la consecución de los mismos.

En primer lugar, se redacta una introducción para permitir a los lectores iniciarse en el desarrollo del proyecto y que de esta manera puedan comprender la necesidad de la realización del trabajo. También se explican las principales razones que han motivado al autor a realizar el proyecto.

En el capítulo 2 se explican los diferentes tipos de cimentaciones existentes y las razones de ser de cada una de ellas. Seguidamente, se hace hincapié en las cimentaciones de tipo superficial mediante zapatas aisladas, pues son las que, en principio, presentan mayor interés para este proyecto. Uno de los puntos más importantes del capítulo 2 es la descripción del concepto «Tensión admisible del terreno» para lo cual es necesario explicar someramente en qué consiste un estudio geotécnico, sus fases y las consideraciones de ejecución. Posteriormente, se describe el hormigón armado como material de construcción preferente en cimentaciones, se explican sus componentes y se hace una breve referencia a la designación de este. Finalmente se detallan las bases de cálculo del proyecto en lo referente a los factores que intervienen en el dimensionado de una cimentación.

Una vez explicados los aspectos fundamentales para el diseño de una cimentación, en el capítulo 3 se realiza el desarrollo del proyecto en sí. Primeramente, se realiza una estimación del valor de la

tensión admisible del terreno donde se pretende cimentar la estructura, en base a la normativa vigente sobre construcción de cimentaciones [5]. Se continúa con una breve explicación de la estructura y de sus principales elementos. Seguidamente, se realiza el cálculo de las acciones permanentes, variables y accidentales siguiendo el Código Técnico referente a las acciones en la edificación [6]. Tras el cálculo de acciones se realiza la combinación de cargas para la obtención de la más desfavorable con el fin de ser utilizada a la hora del cálculo de esfuerzos sobre la cimentación, utilizando la parte del Código Técnico referente a la seguridad estructural [7]. La combinación de cargas más desfavorable se introduce en el software «Ftool» y se obtiene el esfuerzo normal, cortante y momento flector en los apoyos de cada pilar, como resultado de las tensiones transmitidas a lo largo de toda la estructura. Una vez calculadas las reacciones se decide el tipo de cimentación a utilizar y los materiales de la misma. El siguiente paso es realizar un predimensionado de las zapatas, comprobando su resistencia y estabilidad según lo fijado en el capítulo 4 del Código Técnico referente a la cimentación [5]. Una vez terminados los cálculos, en el ANEXO V se presentan los planos de las zapatas propuestas, realizados con el software «Autocad».

En el capítulo 4 se presenta un presupuesto aproximado de la estructura de cimentación proyectada.

Finalmente, en el capítulo 5 se redactan las principales conclusiones del proyecto y se determina si se han alcanzado los objetivos propuestos inicialmente. Además, se exponen las líneas futuras que pueden complementar este trabajo.

## 2 ESTADO DEL ARTE

### 2.1 Cimentaciones: Generalidades y tipos

Como veíamos en la Introducción, por cimentación nos referimos al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir al terreno las cargas de la edificación distribuyéndolas de forma que no superen su tensión admisible. Existen dos tipos en función de la cota a la que se encuentre el estrato resistente: las cimentaciones directas o superficiales y las cimentaciones profundas. A continuación, analizaremos estos dos tipos de cimentación e introduciremos los conceptos de tensión admisible y estudio geotécnico.

#### 2.1.1 Tipos de cimentaciones

##### 2.1.1.1 Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales o directas son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones relativamente livianas. En este tipo de cimentación la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal. Existen diferentes tipos de cimentaciones directas:

- Cimentaciones ciclópeas (Figura 2-1) [8]. Es un tipo de cimentación que se encuentra prácticamente en desuso y que se puede llevar a cabo en terrenos cohesivos donde la zanja pueda hacerse sin desprendimientos de tierra. El procedimiento para su construcción consiste en ir rellenando la zanja con piedras de diferentes tamaños a la vez que se vierte la mezcla de hormigón en la proporción requerida. La unión entre la cimentación ciclópea y la estructura se realiza mediante vigas de sobrecimiento. El cimiento de hormigón ciclópeo es sencillo y económico, pero se han de tener en cuenta una serie de precauciones como son:
  - Las piedras no deben estar en contacto con la pared de la zanja
  - Las piedras no pueden quedar amontonadas
  - Alternar en capas el hormigón y las piedras
  - Cada piedra debe quedar envuelta en hormigón

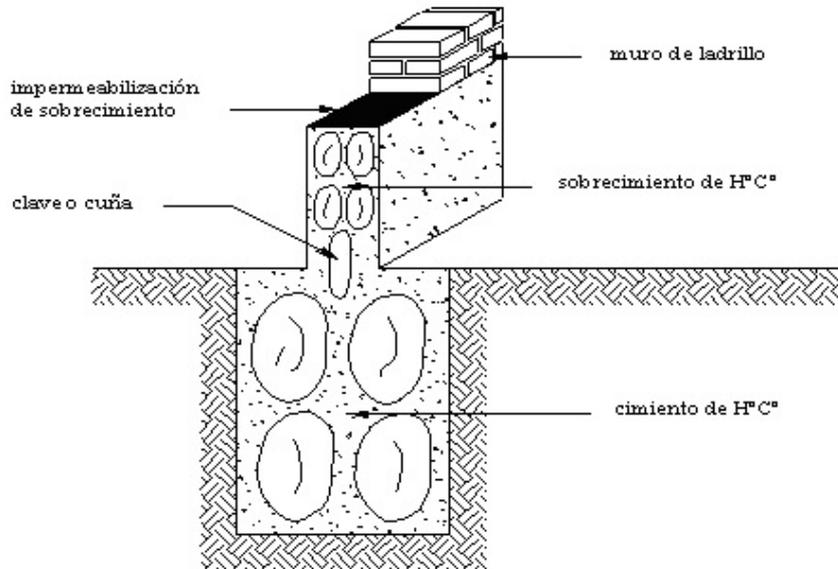


Figura 2-1 Cimentación de hormigón ciclópeo (tomada de [9])

- Zapatas. Es la cimentación directa más utilizada (Figura 2-2). Existen diferentes tipos de zapatas: [10]
  - Zapatas aisladas: Son las que soportan sólo un pilar y según su posición en planta pueden ser centradas, medianeras o de esquina.
  - Zapatas combinadas: Son las que soportan dos pilares y ocasionalmente más. Se emplean para la cimentación de dos pilares que se encuentran muy próximos entre sí y también se utilizan para evitar la carga excéntrica.
  - Zapata corrida: Son las que sirven de apoyo a más de dos pilares. Existen las zapatas corridas bajo muros y las zapatas corridas bajo pilares en función de si soportan muros o una serie de pilares dispuestos según una alineación.
  - Zapatas arriostradas: Son las zapatas enlazadas mediante vigas riostras y se utilizan mucho para conseguir el centrado de las cargas en la cimentación de los pilares medianeros y de esquina.

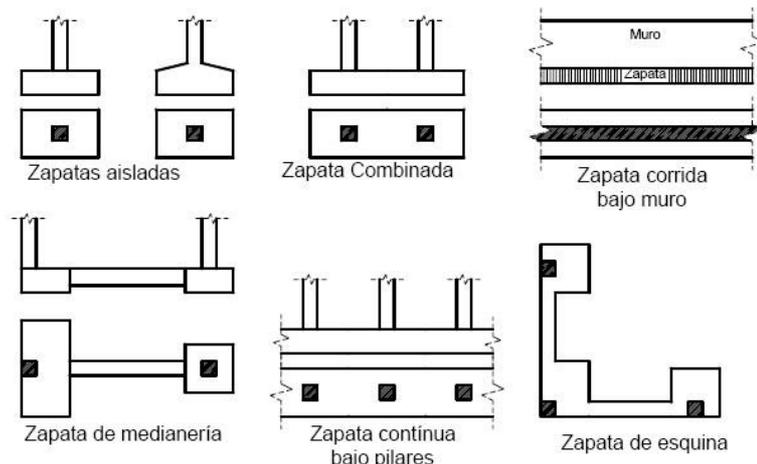


Figura 2-2 Tipos de zapatas (tomada de [9])

- Emparrillados. Son un tipo de cimentación superficial formada por un sistema de vigas, que constituyen una solución muy apropiada cuando los pilares de la edificación se sitúan según alineaciones en dos direcciones ortogonales.
- Placas o losas de cimentación. Este tipo de cimentación cubre la totalidad de la base de la estructura y se utiliza para terrenos de poca resistencia.

### 2.1.1.2 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos superiores del terreno no son aptos para soportar una cimentación superficial. Esto tiene lugar cuando el firme se encuentra a más de 6 u 8 metros de la cota de trabajo. Para considerar una cimentación profunda se tiene que cumplir que su extremo inferior sobre el terreno se encuentre a más de 8 veces el diámetro o ancho de la cimentación.

Existen diferentes tipos de cimentaciones profundas:

- Pilotes de hormigón, prefabricados o “in situ”
- Micropilotes de acero, con inyección o sin inyección de lechada de cemento
- Muros de pantalla

Los pilotes de hormigón son pilares enclavados en el terreno hasta alcanzar profundidades en las que se pueda transmitir la carga (Figura 2-3). Según la naturaleza y el terreno en el que nos encontramos existen dos tipos definidos de pilotes:

- Pilotes por fuste o flotantes: estos pilotes no alcanzan en su punta un estrato de terreno más resistente por lo que la carga la tienen que transmitir al terreno por el rozamiento a lo largo de su fuste.
- Pilotes por punta: estos pilotes alcanzan en su punta un estrato de terreno más resistente y la carga se transmite a través de ésta mediante compresión. El terreno asegura que el pilote no pandee como resultado de la compresión.

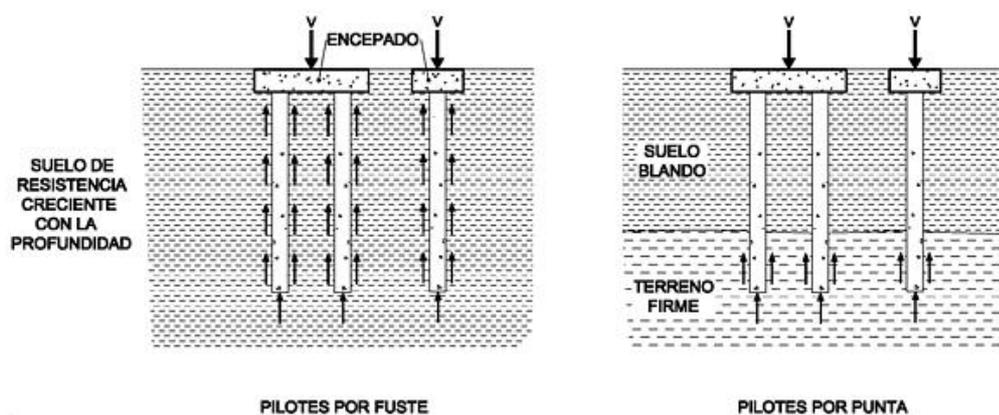


Figura 2-3 Tipo de pilotes (tomada de [11])

En la práctica se lleva a cabo una combinación de estas dos formas y una de ellas suele predominar sobre la otra. En función de las aplicaciones y de la forma de trabajo del pilote, éste puede estar trabajando a tracción o a compresión. En el caso de estructuras sometidas a fuerzas horizontales que las hacen volcar, como el viento, puede existir la posibilidad de tener pilotes trabajando a tracción y otros a compresión. En ocasiones, los pilotes también se pueden disponer inclinados con el objetivo de resistir empujes horizontales de una forma más eficaz, por ejemplo, en un muro de contención [11].

Según el número de pilotes dispuestos en una cimentación, se clasifican en:

- Pilotes aislados. Tipo de pilote que se encuentra a una distancia lo suficientemente alejada de otros pilotes para que no tenga interacción geotécnica con ellos.
- Grupo de pilotes. Grupo de dos o más pilotes que por su proximidad interactúan entre sí o están unidos por un único encepado para trabajar conjuntamente.
- Zonas pilotadas. Zonas en las cuales los pilotes realizan un trabajo de reducción de asentamientos o mejoran la seguridad de la cimentación. Son de escasa capacidad portante y se disponen regularmente espaciados.

Según su forma de ejecución los podemos clasificar en los siguientes tipos:

- Pilotes ejecutados “in situ”. El proceso constructivo de este tipo de pilotes consiste en realizar una perforación previa y posteriormente colocar un armado que se rellenará con hormigón por vertido in situ.

- Pilotes prefabricados. Este tipo de pilotes pueden estar contruidos por hormigón armado, pretensado o postensado. Los pilotes prefabricados se clavan o hincan al terreno mediante técnicas de golpeo y/o vibración y pueden ser de sección circular o poligonal.

Además de los tradicionales pilotes de hormigón existen los micropilotes. Estos pilotes están compuestos por una armadura metálica formada por tubos, barras o perfiles que se introducen en perforaciones de pequeño tamaño y posteriormente dan la opción de inyectarles lechada de cemento a presión. Los más comunes son los micropilotes de tubo de acero. Debido al tamaño reducido de estos pilotes, la maquinaria empleada para su hincado es ligera y las perturbaciones que se generan en la zona y en los edificios colindantes es mínima por lo cual son comúnmente empleados para realizar el recalce de cimientos en edificios antiguos, obras públicas y monumentos [11].

Otro tipo de cimentación profunda son los muros de pantalla (Figura 2-4). Se trata de un muro de hormigón de contención que se ejecuta desde la superficie antes del vaciado del terreno.



**Figura 2-4 Muro de pantalla (tomada de [12])**

Los muros de pantalla están muy difundidos en aquellos terrenos poco cohesivos o en los que existan otras estructuras cimentadas en las inmediaciones de la excavación. La contención por parte de la pantalla se realiza empotrando esta misma en el fondo de la excavación a una profundidad inferior a la cota de vaciado de terreno. Una vez que se somete el muro al empuje producido por las tierras, trabaja a flexión en voladizo. Determinados muros, además del empotramiento en su base, requieren de elementos intermedios denominados anclajes (Figura 2-5) o estructuras provisionales de apuntalamiento, por lo que existen diferentes tipos de pantallas [11]:

- Pantalla de pilotes o micropilotes: se trata de una fila de pilotes de forma que cada uno de ellos trabaja a flexión. Para conseguir que todos ellos trabajen de forma solidaria se emplea una viga de coronación que une las cabezas de todos los pilotes. Sobre la propia viga de coronación se colocan las esperas de acero de los pilares de la edificación por lo cual dichas esperas están sometidas a flexión tanto en el plano vertical como en el horizontal.
- Pantalla continua de hormigón: se trata de un muro que se arma y se hormigona dentro de una excavación ejecutada del terreno. El empleo de pantallas de pilotes no es estanco por lo que no se puede utilizar cuando hay existencia de agua en el terreno. Cuando nos encontramos en un terreno en el cual el nivel freático se encuentra en la zona de afección se utiliza la cimentación por pantalla continua.
- Pantalla prefabricada: se trata de una pantalla prefabricada de hormigón armado o pretensado que se coloca en una zanja previamente excavada.



Figura 2-5 Anclaje de un muro de pantalla (tomada de [13])

### 2.1.2 Tensión admisible del terreno

En términos de cimentación se define la tensión admisible del terreno como la tensión máxima permitida cuyo cálculo se realiza mediante el estudio de los parámetros que definen la resistencia a la rotura de los suelos como consecuencia de la acción de las cargas principales como el peso propio y las sobrecargas. La tensión admisible del terreno viene definida por la resistencia del mismo, es decir, por su capacidad portante [13].

La capacidad portante de un terreno queda determinada por el menor valor de los siguientes [10]:

- Carga de hundimiento del suelo
- Valor del máximo asiento total o diferencial admisible

En función de la capacidad portante que tenga el terreno y, por consiguiente, la existencia de cargas de hundimiento y asientos, se determinará el dimensionado de la cimentación.

Para realizar el cálculo de la presión de hundimiento antes de nada hay que tener en cuenta que en el caso de tratar con una carga que presenta excentricidades, se supone una sección equivalente a la original centrada en dicha excentricidad (Figura 2-6). Además, hay que calcular el ángulo que representa la desviación de la resultante de las acciones respecto a la vertical y sus componentes ortogonales.

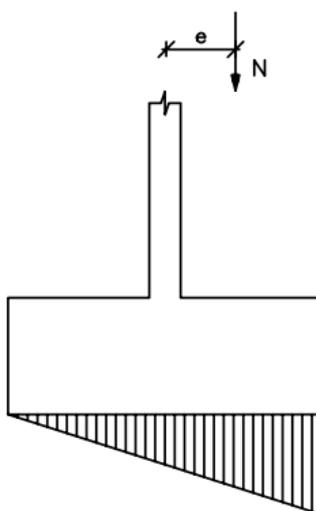


Figura 2-6 Zapata que presenta excentricidad mecánica (tomada de [14])

El fundamento para realizar el cálculo de la presión de hundimiento se representa en la ecuación básica de Terzaghi y en los posteriores factores de corrección [10].

$$q_h = R_k = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma$$

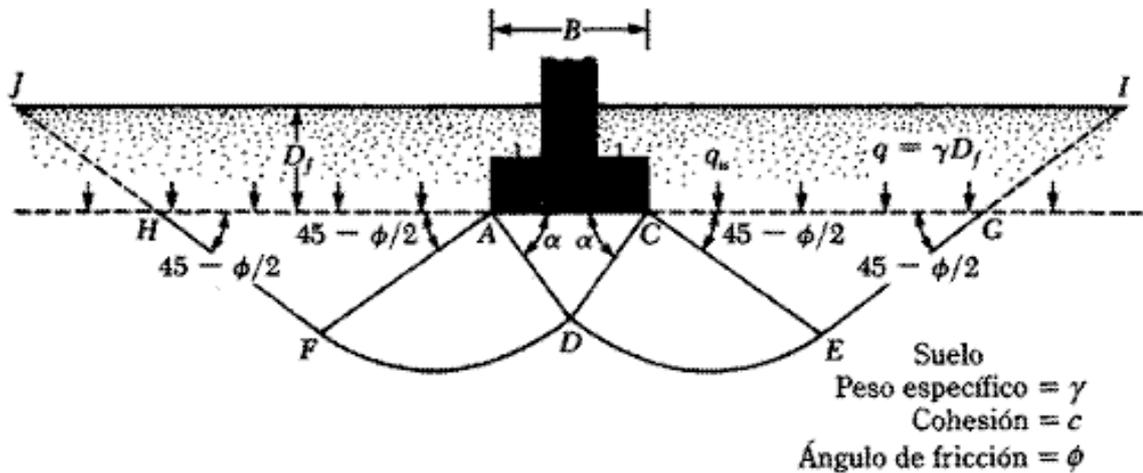


Figura 2-7 Representación de la ecuación de Terzaghi (tomada de [15])

Siendo:

$q_h$  presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno

$c$  cohesión del terreno

$q$  presión vertical característica sobre el terreno adyacente a la cimentación

$B$  ancho del cimiento

$\gamma$  peso específico del terreno

$N_c N_q N_\gamma$  factores de capacidad de carga que dependen del valor del ángulo de rozamiento

La hipótesis sobre la que se fundamenta la ecuación de Terzaghi considera que en el punto anterior a la rotura el cimiento mueve una cuña de forma solidaria como se puede ver en la Figura 2-7. La presión lateral que ejerce dicha cuña se equilibra con el peso del suelo y con el rozamiento desarrollado según una determinada superficie de deslizamiento [10].

Una vez calculada la presión de hundimiento o resistencia característica del terreno, debemos aplicar el coeficiente de seguridad parcial representado en la siguiente Tabla 2-1, que para el caso de hundimiento el valor es de 3. Cuando dividimos la presión de hundimiento por el coeficiente de seguridad obtenemos la tensión admisible del terreno.

$$R_d = \frac{R_k}{\text{Coeficiente de seguridad}}$$

siendo:

$R_d$  tensión admisible del terreno

$R_k$  presión de hundimiento

Situación de dimensionado	Estado límite último	Materiales		Acciones	
		$\gamma_R$	$\gamma_M$	$\gamma_E$	$\gamma_F$
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0	1,0	1,0	1,0
	Vuelco				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Deslizamiento	1,5	1,0	1,0	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	(1)	(1)	1,5	1,0

**Tabla 2-1 Coeficientes de seguridad parciales (elaboración propia)**

siendo:

$\gamma_F$  coeficiente parcial de seguridad referente a fuerzas

$\gamma_E$  coeficiente parcial de seguridad referente a esfuerzos

$\gamma_M$  coeficiente parcial de seguridad referente a materiales

$\gamma_R$  coeficiente parcial de seguridad referente a reacciones

Como se explicó al principio de este punto, la capacidad portante del terreno puede quedar limitada tanto por la carga de hundimiento del suelo como por el valor máximo de asiento. En función del tipo de suelo en el que nos encontremos, el factor limitante puede ser uno u otro. La presión de hundimiento condiciona el dimensionado de las cimentaciones que se encuentran sobre terrenos arcillosos y los asientos condicionan el dimensionado de las cimentaciones sobre suelos granulares. [10]

Existen diferentes tipos de terrenos y su clasificación es fundamental debido a que cada uno de ellos presenta diferentes comportamientos frente a las cargas de cimentación. A efectos de determinar las presiones admisibles, los terrenos en cimentación se clasifican en:

- Rocas. Formaciones geológicas sólidas con notable resistencia a compresión [16]
  - Ígneas: provienen del interior de la corteza terrestre y se solidifican al salir al exterior. Basaltos
  - Sedimentarias: proceden de las rocas ígneas después de un proceso de erosión y sedimentación. Las calizas o areniscas
  - Metamórficas: proceden de las rocas sedimentarias cuando se exponen a elevadas temperaturas y a una elevada presión. Las pizarras o esquistos
- Suelos. Los suelos surgen de un proceso de erosión y transporte de las rocas que varía según las circunstancias topológicas e hidrológicas. La erosión de las rocas puede ser tanto física como química. La primera fragmenta las rocas sin cambiar su composición y en la segunda existe una alteración de los materiales originales. Los tipos de suelos que existen son [17]:

- Terrenos coherentes: terrenos formados fundamentalmente por arcillas en los que predomina la resistencia debida a la cohesión.
- Terrenos sin cohesión: terrenos formados fundamentalmente por áridos como grava, arena y limo inorgánico. En este tipo de suelos predomina la resistencia debida al rozamiento interno.
- Terrenos deficientes: son terrenos no aptos para la cimentación como fangos inorgánicos con gran cantidad de agua, terrenos orgánicos o de naturaleza artificial como vertederos sin consolidar.

Una vez explicados los diferentes tipos de terrenos, a continuación, se entrará más en detalle en los suelos formados por arcilla y los formados por arena.

- Cimentaciones sobre terrenos arcillosos. Debido a la gran velocidad con la que se construyen los edificios hoy en día, no se permite el completo proceso de drenaje del agua intersticial. Los parámetros de resistencia del terreno para este tipo de suelos serán inferiores a los calculados anteriormente encontrándose la situación más desfavorable inmediatamente después de la construcción. La resistencia característica de este tipo de terrenos depende directamente del coeficiente de uniformidad  $C_u$ . Este coeficiente se obtiene de las curvas granulométricas y es una propiedad muy importante. Cuanto mayor sea el valor de  $C_u$  menos uniforme será la graduación del suelo y mayor la resistencia del mismo [10].
- Cimentaciones sobre arenas y terrenos granulares. Este tipo de terreno tiene gran rozamiento interno por lo que  $N_q$  y  $N_\gamma$  alcanzan valores muy elevados y en consecuencia las presiones de hundimiento son muy altas. Debido a esto el dimensionado de la cimentación a diferencia de los terrenos arcillosos se encuentra condicionado por los asientos. Para calcular la tensión admisible de este tipo de terrenos se recurre a parámetros deducidos de ensayos “in situ” como por ejemplo los ensayos de penetración estándar.

### 2.1.3 Estudio geotécnico

Se trata de un documento escrito que debe incluir los siguientes puntos [10]:

- Reconocimiento del terreno que depende de la información previa que se haya podido recoger. (información del lugar, extensión del área a reconocer, complejidad e importancia de la edificación).
- Estudio del terreno con el objetivo de conocer sus características y poder hacer el posterior análisis. Al estudio de un terreno se le conoce con el término prospección y se puede efectuar por diferentes métodos:
  - Calicatas: excavaciones en forma de pozo de unos metros de profundidad para observar directamente el terreno, coger muestras o realizar ensayos.
  - Sondeos mecánicos: perforaciones a mayor profundidad, normalmente por debajo del nivel freático con el objetivo de reconocer el terreno, extraer muestras y realizar ensayos.
  - Pruebas de penetración: ensayos cuyo fin es medir la resistencia que el terreno ofrece a la penetración por medio de una punta metálica que ejerce una penetración continua o un golpeo. (SPT Standard Penetration Test)
  - Métodos geofísicos: pruebas realizadas en superficies de gran extensión para realizar el reconocimiento del terreno. Evalúan las medidas de ciertas magnitudes físicas como por ejemplo la resistividad eléctrica y mediante la comparativa de estas se obtiene información de las distintas capas [11].
- Análisis del terreno una vez realizadas las perforaciones. El análisis del terreno se lleva a cabo por medio de ensayos y existen diferentes tipos:
  - Penetración estándar: tipo de ensayo geotécnico que permite obtener información sobre la compacidad, el ángulo de rozamiento, la densidad del terreno etc.

- Molinete: ensayo que consiste en el uso de un molinete de cuatro aspas que se hace girar con el objetivo de producir la rotura del suelo. Este ensayo permite medir la resistencia al corte de las arcillas blandas.
  - Presiométrico: ensayo basado en la introducción de gas a presión a una célula cilíndrica colocada en el interior del sondeo de un terreno. Este ensayo permite medir la deformidad y la presión límite.
  - Carga con placa: ensayo que permite medir los asientos producidos por una carga sobre una placa colocada en el terreno [11].
  - Toma de muestras y ensayos de laboratorio. Análisis de características como la resistencia, permeabilidad, granulometría, humedad etc.
- Resultados y conclusiones. Permiten tener una visión rápida sobre la calidad del terreno. Las conclusiones de un estudio geotécnico permiten obtener el conocimiento necesario sobre las características geológicas. Además de estas conclusiones se podrán incluir recomendaciones constructivas fiables con el fin de redactar el proyecto y elegir el tipo de cimentación a ejecutar.

La razón del estudio geotécnico se reduce a establecer la tensión admisible en sus diferentes estratos para determinar el dimensionado de la cimentación, la profundidad del firme, la posición de los niveles freáticos, la existencia de suelos expansivos y la determinación de una posible agresividad química del terreno [18]. En el anexo III se explica la programación del reconocimiento del terreno.

## 2.2 Cimentaciones superficiales mediante zapatas aisladas centradas

### 2.2.1 Generalidades

Como vimos en el apartado 2.1.1.1 la zapata es el tipo de cimentación más utilizada en construcciones industriales. En cuanto a sus dimensiones y geometría podemos decir que:

- Las zapatas aisladas se diseñan de canto constante salvo en algunos casos que se diseñan de canto variable con un ángulo inferior a 30° (zapatas de gran tamaño).
- La planta de las zapatas aisladas suele ser rectangular debido a que trabajan mejor ante la existencia de momentos en una dirección.
- Las zapatas escalonadas son aquellas que tienen un canto variable por etapas para adaptarse a la rasante inclinada del terreno y mantener la profundidad requerida en todos los puntos. Este tipo de zapatas están en desuso debido al coste del encofrado que no compensa el ahorro de hormigón.

Según el dimensionado de las zapatas, estas se pueden clasificar en:

- Zapatas rígidas: aquellas cuyo vuelo en ambas direcciones no supera el doble del canto. (Figura 2-8)
- Zapatas flexibles: aquellas cuyo vuelo en alguna de las direcciones principales supera al doble del canto. (Figura 2-8)

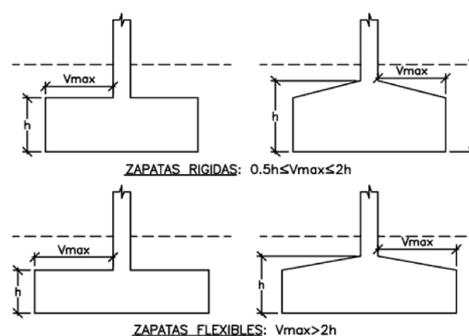


Figura 2-8 Zapata rígida y flexible (tomada de [19])

### 2.2.2 Distribución de presiones en una zapata aislada

En cuanto a la distribución de presiones en una zapata aislada, los factores a considerar serán el terreno, las dimensiones y la rigidez. En función de si tenemos una zapata rígida o una zapata flexible, la distribución de presiones con las que reaccionará en el terreno serán diferentes. A continuación, veremos las dos distribuciones de presión [10]:

- Distribución de presiones en zapatas flexibles: este tipo de zapata no será capaz de soportar momentos flectores y en consecuencia la distribución de presiones del terreno será la misma que la aplicada sobre la zapata. (Figura 2-9)
- Distribución de presiones en zapatas rígidas: en una zapata rígida el asiento en los extremos será mayor que el correspondiente a una zapata flexible. Por el contrario, en el centro de la zapata el asiento será menor. Debido a esto las presiones de respuesta del terreno en una zapata rígida serán mayores en el extremo como se puede ver en la Figura 2-9. En el caso de terrenos arcillosos la distribución de presiones será semejante a la anteriormente expuesta y en el caso de tratarse de terrenos granulares la falta de confinamiento permite fluir lateralmente el terreno por lo que la distribución tendrá un valor máximo en el centro.

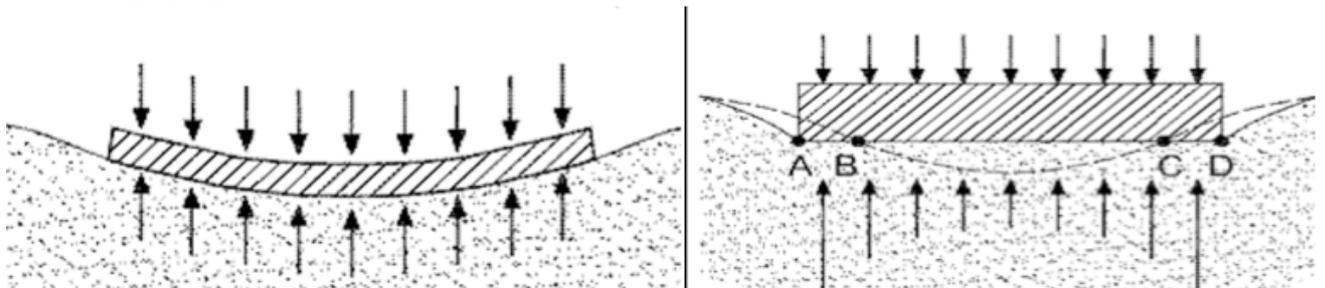


Figura 2-9 Zapata flexible y zapata rígida (tomada de [20])

Aunque dependiendo del tipo de terreno la distribución de presiones en la zapata sufre cambios, la práctica demuestra la validez de aceptar una distribución lineal de presiones a lo largo de toda la zapata. Dentro de las zapatas centradas la carga vertical puede ser centrada o excéntrica dependiendo de si existe momento. (Figura 2-10)

Donde:  $e$   $\equiv$  excentricidad,  
 $M$   $\equiv$  Momento en el extremo;  
 $P$   $\equiv$  Carga axial.

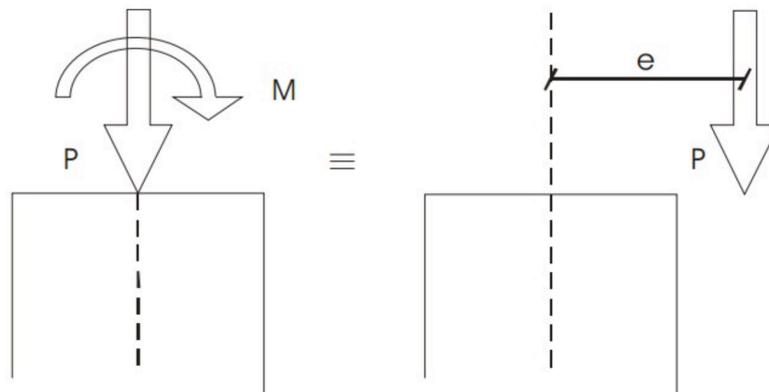


Figura 2-10 Excentricidad de una carga (tomada de [21])

En función de del tipo de carga variará la distribución de presiones en la base de la zapata tal y como se explica a continuación:

- Carga centrada: la carga vertical se reparte a lo largo de la superficie de la base de la zapata
- Carga excéntrica (Figura 2-11): la actuación de un momento además de la carga vertical permite considerarlo como la acción de una carga descentrada. El cálculo de dicha excentricidad queda definido por la expresión  $e=M/N$  (excentricidad “e”, es el cociente entre el momento “M”, y la carga vertical “N”). El cálculo de la tensión máxima y mínima queda definido por las siguientes fórmulas [10].

$$\sigma_{t\acute{m}ax} = \frac{N}{AB} + \frac{6Ne}{BA^2} \qquad \sigma_{t\acute{m}in} = \frac{N}{AB} - \frac{6Ne}{BA^2}$$

siendo:

$N$  fuerza normal

$e$  valor de la excentricidad

$A$  y  $B$  dimensiones en planta de la zapata

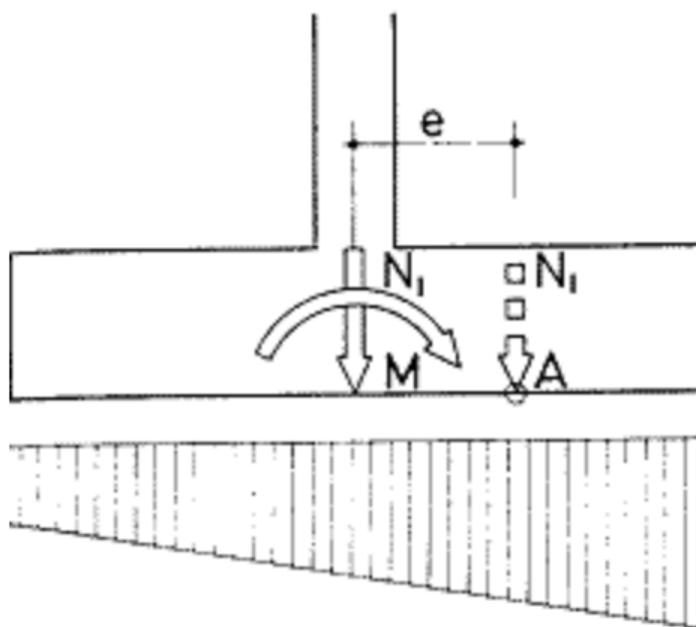


Figura 2-11 Distribución trapezoidal de presiones (tomada de [22])

## 2.3 Hormigón armado como material de construcción

### 2.3.1 Tipos de hormigón

El hormigón es una piedra artificial resultado de la unión de una pasta conglomerante como el cemento, áridos naturales como la arena y la grava, agua y en algunos casos aditivos que mejoran sus propiedades físicas. Existen diferentes tipos de hormigón en función de su densidad, las proporciones de sus componentes y la función que desempeñan [23]:

- Hormigón masa: es el hormigón clásico y está formado por cemento hidráulico, agua y elementos áridos de diferentes tamaños como grava y arena. No tiene estructuras de acero internas y sólo es capaz de soportar esfuerzos de compresión.

- Hormigón armado: el hormigón, al ser una piedra, es un material que trabaja muy bien a compresión, pero no resiste esfuerzos de tracción. Si queremos utilizar el hormigón en estructuras, cimientos etc. debemos añadir otro material que resista bien a tracción. Un material apto para resistir la tracción es el acero y en estructuras se utilizan varillas de este material para absorber dichos esfuerzos. Mediante la combinación de armaduras de acero y hormigón se crea el hormigón armado y de esta forma tenemos piezas económicas capaces de resistir esfuerzos de tracción y compresión. (Figura 2-12)
- Hormigón pretensado: este tipo de hormigón contiene una armadura de acero en su interior que es sometida a tracción antes o después de verter el hormigón. Cuando se libera dicha tensión por acción del rozamiento se transmite al hormigón en forma de compresión. Con esto se consigue mejorar la resistencia del hormigón a la tracción.
- Hormigón postensado: este tipo de hormigón es similar al anterior y busca el mismo objetivo, pero se diferencia en que la tensión sobre la armadura de acero se realiza después de que el hormigón haya fraguado y conseguido una resistencia. Cuando se ha realizado el postensado, los conductos o vainas en las que van alojados los cables tensados se rellenan con lechada o grasa para evitar la corrosión del acero en contacto con el aire.
- Hormigón autocompactante: este tipo de hormigón contiene una cantidad precisa de aditivos superplastificantes que permiten la compactación mediante el propio peso del hormigón. Se utiliza para la producción de elementos que contienen formas complejas o cuando se quiere asegurar una calidad superficial alta.
- Hormigón ciclópeo: este tipo de hormigón contiene en su interior piedras de considerable tamaño. Recordemos que era utilizado en la cimentación ciclópea cuando las condiciones lo permitían.
- Hormigón sin finos: en este tipo de hormigón no se emplea arenas, solamente áridos gruesos. Este tipo de hormigón presenta ventajas como la implicación de menos mano de obra para su elaboración y la posibilidad de drenaje ya que es permeable.
- Hormigón aireado o celular: en este tipo de hormigón como su nombre indica se le añaden gases a la mezcla con el objetivo de obtener un hormigón de baja densidad. Este tipo de hormigón se utiliza en el mercado residencial, construcción de edificios públicos etc. debido a sus buenas propiedades térmicas.
- Hormigón de alta densidad: este tipo de hormigón se fabrica a partir de áridos de alta densidad como son la barita, la hematita o magnetita. Altamente utilizado en elementos de lastre como es el caso de los puentes móviles o las losas de cimentación de suelos expansivos.



Figura 2-12 Zapata aislada de hormigón armado (tomada de [24])

### 2.3.2 *Ventajas e inconvenientes en la utilización de hormigón armado*

Además de absorber bien los esfuerzos externos la colaboración entre el hormigón y el acero nos presenta las siguientes ventajas [11]:

- El hormigón protege al acero de la corrosión.
- Existe una gran adherencia físico-química entre el acero y el hormigón que puede aumentar mediante el empleo de barras corrugadas.
- Un aspecto fundamental es que el coeficiente de dilatación térmica de ambos materiales es similar. Debido a los cambios de tamaño a causa de la temperatura, sin esta característica sería imposible el empleo de hormigón armado como material de construcción.
- Una característica importante del hormigón armado es el monolitismo que permite formar un solo cuerpo de gran rigidez y estabilidad frente acciones horizontales como la del viento.
- El hormigón es un material versátil que se puede moldear en infinidad de formas diferentes.
- El hormigón armado permite la facilidad de diseño y construcción debido a que las uniones entre los elementos son fáciles y no requieren de un diseño exacto y preciso.
- Otra gran característica del hormigón es su gran durabilidad y su bajo coste de mantenimiento. Prestando atención a los procesos de fabricación, puesta en obra y ejecución podemos conseguir un material duradero.
- En la edificación de baja y media altura, el hormigón armado es un material más económico que otro tipo de materiales metálicos.
- El hormigón armado es incombustible y mal conductor del calor. Por lo tanto, tiene un gran comportamiento frente al fuego, aunque hay que reseñar que frente a incendios de cierta entidad puede sufrir fisuras debidas a la dilatación.

Los principales inconvenientes del hormigón armado son [11]:

- Un gran peso y tamaño. Las vigas de hormigón por lo general doblan en dimensiones a las de otro tipo de materiales.
- La puesta en obra del hormigón armado es más lenta que la de otro tipo de materiales debido a las operaciones llevadas a cabo para endurecer el hormigón fresco.
- Para llevar a cabo el fraguado de una forma correcta es preciso realizar un curado cuidadoso. Se precisa de un regado de su superficie.
- Una vez esté listo el encofrado y se vaya a realizar el hormigonado, hay que tener en cuenta la climatología sobre todo en tiempos muy fríos o calurosos con temperaturas extremas.
- Uso de juntas tanto de dilatación como de hormigonado por efecto de las contracciones durante el fraguado.

### 2.3.3 *Componentes del hormigón armado*

Los componentes del hormigón armado son el cemento, el agua, los áridos, los aditivos, las adiciones y las armaduras de acero. Las características de estos componentes están normalizadas y reguladas en el capítulo VI de la EHE-08 “Instrucción de Hormigón Estructural” [25]. Los detalles referentes a estos componentes se incluyen en el anexo IV.

### 2.3.4 *Designación o tipificación de los hormigones*

La designación de los hormigones está tipificada por la Instrucción de Hormigón Estructural [25]. La designación de éstos se debe respetar tanto en los planos de estructura como en el pliego de prescripciones técnicas. Los hormigones se designan según el siguiente formato:

T-R/C/TM(mm)/A

siendo:

$T$  tipo de hormigón, de acuerdo con las siguientes siglas:

- HM: Hormigón en masa
- HA: Hormigón armado
- HP: Hormigón pretensado

$R$  resistencia característica especificada ( $N/mm^2$ )

$C$  consistencia del hormigón (S: seca, B: blanda, P: plástica, F: fluida, L: líquida)

$TM$  tamaño máximo del árido

$A$  ambiente al que va a estar sometido el elemento estructural a hormigonar

### 2.3.5 Esfuerzos en una zapata de hormigón armado

El caso de una zapata se puede asimilar al de una viga apoyada en sus extremos. Si la zapata se carga por la parte superior se producirán una serie de esfuerzos. Una zapata sometida a la acción de una carga se deforma de manera que aparecen esfuerzos de compresión en la parte superior y esfuerzos de tracción en la parte inferior tal y como se muestra en la Figura 2-13. Dichos esfuerzos de compresión y tracción aumentan a medida que nos alejamos de la línea neutra de la zapata siendo máxima en sus extremos y cero en dicha línea.

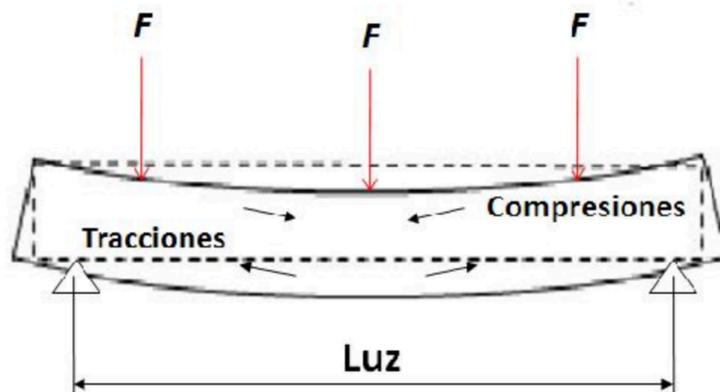


Figura 2-13 Esfuerzos sobre una viga biapoyada (tomada de [26])

El hormigón absorberá las tensiones de compresión de la parte superior en cambio las tensiones de la parte inferior no las puede resistir por lo que se fisurará. Necesitaremos de armaduras de acero colocadas en la parte inferior de la zapata que permitan resistir las tensiones de tracción.

## 2.4 Bases de cálculo

### 2.4.1 Generalidades

En la base de cálculo de una cimentación se lleva a cabo el estudio de todos los factores que afectan a su dimensionado. El dimensionado de una cimentación se realizará teniendo en cuenta todas las situaciones en las que se pueda encontrar la estructura. Estas situaciones se clasifican en:

- Situaciones persistentes: hacen referencia a las condiciones normales de uso.
- Situaciones transitorias: hacen referencia a las condiciones aplicables durante un tiempo limitado.
- Situaciones extraordinarias: hacen referencia a las condiciones excepcionales que se pueden dar.

Una vez realizados los cálculos se procederá con las verificaciones pertinentes y se comprobará la resistencia y la estabilidad de la cimentación en función de los Estados Límite. Así mismo, se estudiará el comportamiento frente a la capacidad portante y la aptitud al servicio.

### *2.4.2 Estados Límite*

Se consideran Estados Límite a aquellas situaciones en las que de ser superadas se admite que la estructura no cumple con alguno de los requisitos para los que ha sido concebida. Para realizar el dimensionado de la cimentación se hará distinción entre [5]:

- Estados Límite Últimos: hace referencia al colapso del terreno o al fallo estructural de la cimentación.
- Estados Límite de Servicio: hace referencia a requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas o de servicio.

#### **2.4.2.1 Estados Límite Últimos**

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 de la estructura o el colapso total de la misma. Se consideran estados límite últimos los debidos a:

- Pérdida de equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerada como cuerpo rígido.
- Fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura y rotura o inestabilidad de elementos estructurales.

#### **2.4.2.2 Estados Límite de Servicio**

Los Estados Límite de Servicio son aquellos que de ser superados afectan al confort y al bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento o a la apariencia de la construcción. Los Estados Límite de Servicio pueden ser reversibles o irreversibles dependiendo de si una vez desaparecidas las acciones, las consecuencias de estas superan los límites especificados como admisibles. Se consideran Estados Límite de Servicio los debidos a:

- Deformaciones que afecten a la apariencia de la obra, al confort de usuarios y al funcionamiento de los equipos
- Vibraciones que afecten al confort de los usuarios o a la funcionalidad de la obra
- Deterioro que puede afectar a la funcionalidad de la obra

#### **2.4.2.3 Verificaciones de los Estados Límite**

Se realizan las pertinentes verificaciones sobre los Estados Límite y se llevarán a cabo mediante usos de modelos adecuados para la cimentación. Se comprobará que no se superen los valores adecuados de:

- Solicitaciones del edificio sobre la cimentación
- Acciones que se puedan transmitir desde el terreno hacia la cimentación
- Parámetros del comportamiento mecánico del terreno
- Parámetros del comportamiento mecánico de los materiales utilizados en la construcción
- Datos geométricos del terreno y la cimentación

Las verificaciones se llevarán a cabo para todas las situaciones de dimensionado por medio del cálculo a través del formato de los coeficientes parciales. En algunas circunstancias podrán verificarse los Estados Límite por medio de procedimientos como pruebas de carga, medidas prescriptivas etc.

### 2.4.3 Variables básicas

Para realizar las comprobaciones que aseguran el cumplimiento de los estados límite, intervienen las denominadas variables básicas. Estas variables representan las acciones sobre el edificio, acciones sobre la cimentación, acciones que se generan a través del terreno y características de los materiales.

#### 2.4.3.1 Acciones sobre el edificio

Las acciones sobre el edificio tienen diferentes clasificaciones en función de su variación en el tiempo, su naturaleza, su variación espacial o respuesta estructural. En función de su variación en el tiempo se distinguen [5]:

- Acciones permanentes (G): son aquellas que actúan en todo momento, en la misma posición y su magnitud es constante o tiene una variación despreciable.
- Acciones variables (Q): son aquellas acciones que pueden actuar de forma intermitente, como las ocasionadas por el uso o las acciones climáticas.
- Acciones accidentales (A): son aquellas que ocurren de forma improbable o accidental, pero tienen gran importancia como por ejemplo un impacto, incendio etc.

En función de su naturaleza tenemos las acciones directas o las indirectas, debido a la variación espacial tenemos las fijas o las libres y a causa de la respuesta estructural nos encontramos las estáticas o las dinámicas.

La magnitud de las acciones se mide en función de ciertos valores representativos dependiendo de las demás acciones simultáneas que se deban considerar. Los valores representativos son el característico, de combinación, frecuente y casi permanente. Las acciones dinámicas producidas por el viento, un sismo etc. Se representarán mediante fuerzas estáticas equivalentes.

#### 2.4.3.2 Acciones sobre la cimentación

Las acciones sobre el edificio transmiten a través de los pilares las acciones sobre la cimentación. Para realizar el cálculo de las acciones persistentes sobre la cimentación se emplearán las expresiones existentes en el capítulo correspondiente al Documento Básico de Seguridad Estructural [7].

#### 2.4.3.3 Acciones geotécnicas sobre la cimentación

Las acciones geotécnicas sobre la cimentación que se transmiten o generan a través del terreno quedan definidas por los siguientes tipos:

- Acciones que actúan sobre el terreno y que por razones de proximidad afectan a la cimentación.
- Cargas y empujes debido al peso del propio terreno
- Acciones del agua existente en el terreno

#### 2.4.3.4 Parámetros de los materiales utilizados en la cimentación

Las características de los materiales utilizados deben representarse mediante sus valores característicos, es decir, los valores antes de multiplicarlos por los determinados coeficientes de reducción. En el caso de que algún Estado Límite resulte sensible a la variabilidad de un material se consideraran los valores característicos superior e inferior según sea desfavorable o favorable.

### 2.4.4 Verificaciones basadas en los coeficientes parciales

Para cada una de las situaciones de dimensionado se tiene que asegurar que no se supera ninguno de los Estados Límite pertinentes por lo que debemos multiplicar o dividir dichos valores por sus correspondientes coeficientes parciales. Para realizar el cálculo del dimensionado de la cimentación se utilizará el formato de acciones y coeficientes de seguridad. Las verificaciones que se han de realizar son las siguientes [5]:

- Verificaciones de estabilidad
- Verificaciones de resistencia
- Verificaciones de capacidad estructural
- Cálculo del efecto de las acciones
- Verificaciones de resistencia del terreno

Además de estas verificaciones habrá que llevar a cabo las correspondientes a los Estados Límite de Servicio.

## 3 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### 3.1 Tensión admisible del terreno

La tensión admisible que puede soportar el terreno se calcula a partir de los datos ofrecidos por el pertinente estudio geotécnico. El reconocimiento geotécnico del terreno pretende estudiar las características del mismo con objeto de escoger el tipo de cimentación adecuada y llevar a cabo un buen dimensionado de forma que las cargas generadas por las estructuras, las excavaciones o los empujes del terreno no produzcan inestabilidades que afecten al equilibrio y seguridad de la estructura.

La planificación, las técnicas y los materiales requeridos para llevar a cabo un estudio geotécnico no permiten su realización en este proyecto y además no es objeto del mismo realizar los ensayos y sondeos necesarios para conseguirlo. Por estos motivos, el cálculo estimado de la tensión admisible lo realizaremos mediante el uso de la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C [5], que se reproduce en la Figura 3-1.

Para la utilización de la tabla se requiere un previo conocimiento de la composición del suelo en la zona de Marín. Mediante el empleo de mapas geológicos pertenecientes al Instituto Geológico y Minero de España [27], podemos saber con relativa exactitud la composición del suelo sobre el que se sustenta la estructura. Como se puede apreciar en el anexo I, el suelo de la Escuela Naval está compuesto por rocas ígneas y más concretamente de granito. Esta roca es la más abundante en la corteza continental superior. Aproximadamente representan un 5% de la corteza terrestre y cubre un 15% de superficie continental. La formación de este tipo de roca se debe a la lenta solidificación del magma con alto contenido en sílice que tiene lugar en las profundidades sometidas a una alta presión. Como se puede apreciar en la tabla D.25, en el caso del granito obtenemos una presión admisible de 10 MPa.

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible [Mpa]	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas <sup>(1)</sup> (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas <sup>(1), (2)</sup> (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas <sup>(1), (2)</sup> : Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karsificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas <sup>(2), (4)</sup>	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación <sup>(3)</sup>	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas <sup>(3)</sup>	-	

Figura 3-1 Presiones admisibles según el terreno (tomada de [5])

### 3.2 Descripción de la estructura de cubierta

Se trata de una estructura metálica a dos aguas con unas dimensiones en planta de 45,52 m x 32 m y una altura máxima de 10,2 m tal y como se puede apreciar en la Figura 3-2.

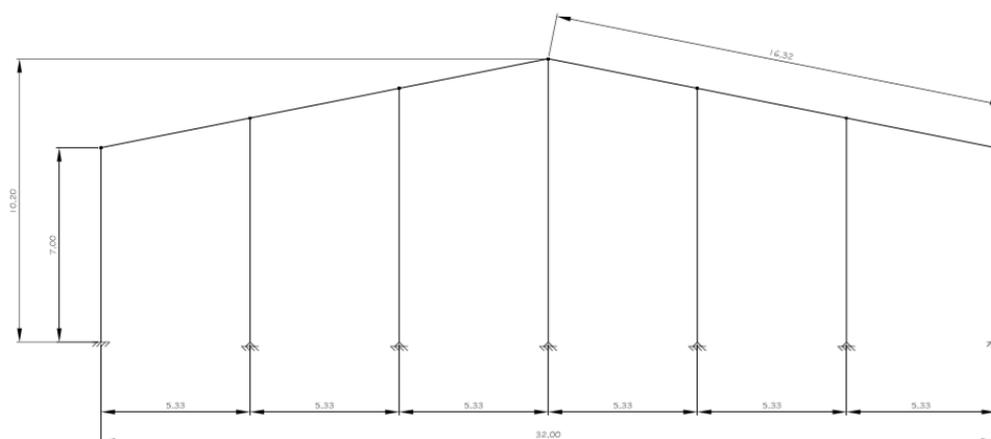


Figura 3-2 Alzado de la estructura (tomada de [1])

La estructura consta de un total de 9 pórticos con una separación de 5,69 m entre ellos. Los pilares de los pórticos de fachada tienen a su vez una separación de 5,33 m. La cubierta está compuesta por 24 correas espaciadas 1,45 m. Por último, la inclinación de la cubierta es de 11,3°.

Los elementos que componen la estructura son vigas, pilares, tirantes, cartelas y correas. Todos estos elementos son de acero y sus perfiles (HE, IPE, R, ZF) varían dependiendo de la función que desempeña cada uno de ellos en la estructura. La cubierta está compuesta por un panel de chapa tipo sándwich que descansa sobre las correas de la estructura y conforma el techo de esta.

Una vez definida la estructura procederemos al cálculo de todas las acciones actuantes en la misma, para posteriormente obtener los esfuerzos transmitidos a la cimentación.

### 3.3 Cargas actuantes sobre la estructura de cubierta

El Código Técnico de la edificación, en su documento básico SE-AE desarrolla la determinación de las acciones sobre los edificios. El presente trabajo pretende realizar el dimensionado de la cimentación de la estructura de cubierta representada en la Figura 3-3, cuyo comportamiento frente a las acciones es el de una nave industrial.

#### 3.3.1 Acciones permanentes sobre la estructura ( $G_k$ )

Como ya hemos visto en el apartado 2.4.3.1 se consideran como acciones permanentes aquellas que están actuando en todo momento sobre la estructura con posición y magnitud constante.

En este caso las cargas permanentes hacen referencia al peso propio que deberá ser soportado por los distintos pórticos. Se incluirán los elementos que forman parte de la estructura: Pilares, vigas, correas, cabios y arriostramientos.

La estructura cuenta tanto con cerramientos laterales como de cubierta. Los cerramientos laterales apoyan sobre el suelo y por lo tanto su peso no se transmite a la cimentación a través de las vigas. El cerramiento de cubierta está compuesto por paneles tipo sándwich que se incluirán junto con los elementos estructurales al peso propio de la estructura.

$$G_k = G_{k,pp} + G_{k,cerr}$$

siendo:

$G_k$  peso propio de la estructura

$G_{k,pp}$  peso de los elementos estructurales

$G_{k,cerr}$  peso de los cerramientos de cubierta

Las acciones permanentes, a excepción de los pilares, se consideran actuando sobre la cubierta de la estructura. Los pilares los representaremos como cargas puntuales que actúan directamente sobre la cimentación. El resto de elementos estructurales actúan sobre los pórticos y su cálculo resulta de multiplicar la carga superficial por la servidumbre del pórtico. En pórticos interiores se tendrá en cuenta el total de la crujía y en el caso de pórtico de fachada solo la mitad.

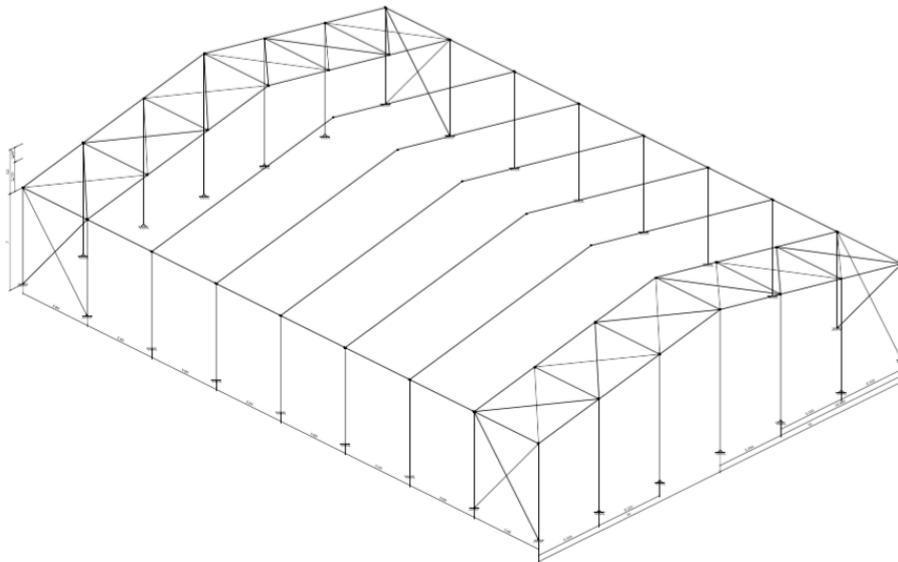


Figura 3-3 Estructura de cubierta. Pórticos interiores y de fachada (tomada de [1])

Las cargas permanentes que actúan sobre los pórticos interiores y de fachada se calculan de la siguiente forma:

$$G_{k, pint} = G_k \cdot s$$

$$G_{k, pfach} = G_k \cdot \frac{s}{2}$$

siendo:

$G_k$  la carga uniformemente distribuida por la cubierta a consecuencia del peso

$s$  servidumbre del pórtico

### 3.3.1.1 Pórtico interior

Para el cálculo del peso propio que debe soportar cada uno de los pórticos interiores, se tendrá en cuenta la contribución de las vigas, correas y paneles. Las cargas permanentes de estos elementos se tratarán como cargas uniformemente repartidas a lo largo de la servidumbre del pórtico. En el caso de los pilares, se tratarán como cargas puntuales aplicadas directamente sobre la cimentación.

$$Pilar (HE400A): 128,13 \frac{kg}{m} \cdot 7 m = 896,91 kg \rightarrow 896,91 kg \cdot 10 \frac{m}{s^2} = 8,97 kN (x2)$$

$$Vigas (IPE450): 77,6 \frac{kg}{m} \cdot \frac{16,32 m}{16m} = 79,15 \frac{kg}{m} \rightarrow 79,15 \frac{kg}{m} \cdot 10 \frac{m}{m^2} = 0,79 \frac{kN}{m}$$

$$Correas (ZF200x3): 8,35 \frac{kg}{m} \cdot 5,69 m = 47,51 kg \rightarrow 47,51 kg \cdot 10 \frac{m}{s^2} = 0,475 kN$$

$$\rightarrow 0,475 kN \cdot \frac{24 correas}{32 m} = 0,36 \frac{kN}{m}$$

$$Panel (Sándwich): 1468,8 kg \cdot \frac{1}{1485,77 m^2} = 0,988 \frac{kg}{m^2} \rightarrow 0,988 \frac{kg}{m^2} \cdot 5,69 m = 5,62 \frac{kg}{m}$$

$$\rightarrow 5,62 \frac{kg}{m} \cdot 10 \frac{m}{s^2} = 0,056 \frac{kN}{m} \rightarrow 0,056 \frac{kN}{m} \cdot \frac{2 \cdot 16,32 m}{32 m} = 0,06 \frac{kN}{m}$$

En total tenemos una carga uniformemente repartida de 1,203 kN/m y unas cargas puntuales sobre las zapatas de 8,97 kN cada una.

### 3.3.1.2 Pórtico de fachada

Para el caso del cálculo del peso propio en el pórtico de fachada tenemos que la carga uniformemente repartida actuará en la mitad de la servidumbre del pórtico interior. Cada uno de los pilares se tratará como cargas puntuales que actuarán directamente sobre la cimentación. En este tipo de pórticos, los pilares frontales son de un perfil distinto a los laterales y debido a esto, su peso por unidad de longitud varía.

$$Pilar (HE300A): 90,51 \frac{kg}{m} \cdot 7 m = 633,57 kg \rightarrow 633,57 kg \cdot 10 \frac{m}{s^2} = 6,33 kN (x2)$$

$$\begin{aligned} \text{Pilar frontal (IPE360): } & 58,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 8,06 \text{ m} = 471,7 \text{ kg} \rightarrow 471,7 \text{ kg} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ & = 4,72 \text{ kN (x2)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pilar frontal (IPE360): } & 58,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9,13 \text{ m} = 534,3 \text{ kg} \rightarrow 534,3 \text{ kg} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ & = 5,34 \text{ kN (x2)} \end{aligned}$$

$$\text{Pilar frontal (IPE360): } 58,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 10,2 \text{ m} = 595 \text{ kg} \rightarrow 595 \text{ kg} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 5,95 \text{ kN}$$

$$\text{Vigas (IPE200): } 22,96 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \frac{16,32 \text{ m}}{16 \text{ m}} = 23,41 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \rightarrow 23,41 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Correas (ZF200x3): } & 8,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \frac{5,69}{2} \text{ m} = 23,75 \text{ kg} \rightarrow 23,75 \text{ kg} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,237 \text{ kN} \\ & \rightarrow 0,237 \text{ kN} \cdot \frac{24 \text{ correas}}{32 \text{ m}} = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panel (Sándwich): } & 1468,8 \text{ kg} \cdot \frac{1}{1485,77 \text{ m}^2} = 0,988 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow 0,988 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot \frac{5,69}{2} \text{ m} \\ & = 2,81 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \rightarrow 2,81 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,028 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2 \cdot 16,32 \text{ m}}{32 \text{ m}} = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

En total tenemos una carga uniformemente repartida de 0,44 kN/m y unas cargas puntuales sobre las zapatas de 6,33 kN, 4,72 kN, 5,34 kN y 5,96 kN aplicadas sobre la zapada que corresponde a cada uno de los pilares.

### 3.3.2 Sobrecarga de uso ( $Q_k$ )

La sobrecarga de uso representa el peso de todo aquello que puede gravitar sobre la estructura por acción de su uso. Teniendo en cuenta que se trata de una estructura de cubierta, la sobrecarga a consecuencia de su uso será únicamente para atender a labores de mantenimiento. El valor de la sobrecarga de uso queda definido por la tabla 3.1 del CTE-DB-SE-AE [6], que se reproduce en la Figura 3-4.

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

**Figura 3-4 Tabla de sobrecarga de uso (tomada de [6])**

En el caso de la estructura de cubierta se obtienen (G1 y G2) y teniendo en cuenta que la inclinación es de menos 20° nos decantaremos por G1 que tiene asociada una carga uniforme de 0,4 kN/m<sup>2</sup> ya que se trata de una cubierta ligera sobre correas. Se tomará esta carga uniforme debido a que es más desfavorable para el cálculo de las zapatas que la carga puntual de 1 kN.

En el caso de la sobrecarga de uso, esta no se considera concomitante con el resto de acciones variables por lo que al establecer las combinaciones de cargas no aparecerá sumada a la acción del viento y de la nieve. La explicación se debe a que ante factores climatológicos adversos no se realizarán labores de mantenimiento de la estructura. La sobrecarga de uso queda definida por las siguientes fórmulas dependiendo si se trata de un pórtico interior o de fachada.

$$qk_{,pint} = Qk \cdot s$$

$$qk_{,pfach} = Qk \cdot \frac{s}{2}$$

El valor de la sobrecarga de uso queda por lo tanto en:

$$qk_{,pint} = 0,4 \cdot 5,69 = 2,27 \text{ kN/m}$$

$$qk_{,pfach} = 0,4 \cdot \frac{5,69}{2} = 1,13 \text{ kN/m}$$

### 3.3.3 Sobrecarga de nieve

En el caso de estructuras ligeras como la cubierta de las pistas exteriores, se obtendrá el valor de la carga de nieve como se indica a continuación: [6]

$$qn = \mu \cdot Sk$$

siendo:

$\mu$  coeficiente de forma de la cubierta

$S_k$  el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

Mediante la fórmula anteriormente expuesta podemos calcular el peso de la nieve por unidad de superficie en proyección horizontal. Debemos tener en cuenta que la caída de nieve viene referida a un plano paralelo al suelo y por consiguiente en el caso de tener una cubierta con cierta inclinación debemos multiplicar la carga por el coseno de la pendiente de la cubierta.

Según el apartado 2 del epígrafe 3.5.3 del código técnico CTE-DB-SE-AE para el caso concreto de la estructura de cubierta supondremos un valor del coeficiente de forma ( $\mu$ ) de 1 debido a que se trata de una cubierta de inclinación inferior a  $30^\circ$  y no existe impedimento al deslizamiento de la nieve.

El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal ( $S_k$ ) queda definido en función de la tabla de la Figura 3-5, entrando con la localización de la estructura. El valor de la sobrecarga de nieve para la provincia de Pontevedra es de  $0,3 \text{ kN/m}^2$ .

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

Figura 3-5 Sobrecarga de nieve en provincias y ciudades autónomas (tomada de [6])

Teniendo en cuenta que  $q_n = \mu \cdot S_k = 1 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ kN/m}^2$  es referida a un plano horizontal, sabiendo que la inclinación de la cubierta es de  $11,3^\circ$  obtenemos:

$$q_n = 0,3 \cdot \cos 11,3^\circ = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

Teniendo en cuenta la servidumbre de cada pórtico obtenemos las distintas cargas lineales de la nieve:

$$\text{Pórtico interior: } q_n = 0,3 \cdot \cos 11,3^\circ \cdot 5,69 = 1,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pórtico de fachada: } q_n = 0,3 \cdot \cos 11,3^\circ \cdot \frac{5,69}{2} = 0,84 \text{ kN/m}$$

Según la norma del Código Técnico también se tendrán en cuenta las posibles distribuciones asimétricas debidas al efecto del viento. La corrección de la carga de nieve queda establecida reduciendo el coeficiente de forma a la mitad en el faldón que queda expuesto a la acción del viento.

### 3.3.4 Acción del viento

El cálculo del valor de las presiones que ejerce el viento sobre la estructura queda recogido en el capítulo 3.3 del CTE-SE-AE. En dicho capítulo se establece que las fuerzas resultantes y la distribución de las presiones dependen de la forma, y las dimensiones de la estructura de la permeabilidad de la superficie, así como de la dirección, intensidad y racheo del viento. Teniendo en

cuenta que la localización de la estructura de cubierta se encuentra a una altura inferior a 2000 m, podemos calcular la acción del viento de la siguiente manera:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

$q_b$  presión dinámica del viento. La obtención de su valor es en función del emplazamiento geográfico de la estructura.

$C_e$  coeficiente de exposición. La obtención de su valor es en función del grado de aspereza del entorno y de la altura del punto considerado.

$C_p$  coeficiente eólico o de presión. El valor de dicho coeficiente depende de la forma y orientación de la superficie respecto del viento. El valor se establece en los puntos 3.3.4 y 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE.

La acción del viento se deberá comprobar en todas las direcciones, aunque bastará con la consideración de dos ortogonales en ambos sentidos.

### 3.3.4.1 Presión dinámica

El valor de la densidad del viento queda determinado como  $1,25 \text{ kg/m}^3$  y el de la velocidad del viento se obtiene del mapa de la siguiente Figura 3-6. La presión dinámica es, respectivamente de  $0,42 \text{ kN/m}^2$ ,  $0,45 \text{ kN/m}^2$  y  $0,52 \text{ kN/m}^2$  para las zonas A, B y C.



Figura 3-6 Valor básico de la velocidad del viento (tomada de [6])

Teniendo en cuenta que la provincia de Pontevedra se encuentra en la zona B el valor de la presión dinámica resulta de  $0,45 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.3.4.2 Coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. El cálculo de su valor resulta de entrar en la tabla de la Figura 3-7 mediante el grado de aspereza y la altura del punto considerado. Teniendo en cuenta que la ENM se encuentra situada a orillas de la Ría de Pontevedra se tomará el valor del grado de aspereza como I. La altura del punto considerado será de 10 m por lo que el valor del coeficiente de exposición será de 2,8.

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

Figura 3-7 Coeficiente de exposición (Ce) (tomada de [6])

### 3.3.4.3 Coeficiente eólico o de presión

Antes de realizar el cálculo de los coeficientes de presión para los distintos casos, queda calculada la acción de viento exterior como el producto de la presión dinámica y el coeficiente de exposición de la siguiente forma:

$$q_e = 0,45 \cdot 2,8 \cdot C_p = 1,26 C_p$$

Según el Código Técnico, para el cálculo del coeficiente de presión se hace distinción entre construcciones de edificios de pisos y naves u otras construcciones diáfanas como es el caso de la estructura estudiada. En el caso de la estructura de cubierta, la acción del viento debe individualizarse en cada elemento de la superficie exterior. La estructura no se podrá considerar como una marquesina debido a que el área total de los huecos no excede el 30% del área total.

#### 3.3.4.3.1 Viento lateral

Los coeficientes de presión exteriores dependen de la esbeltez de la estructura, la posición relativa del viento y el área de influencia. Teniendo en cuenta que el área de influencia es siempre superior a 10 m podemos determinar los valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales mediante el uso de las tablas del anexo D del CTE-DB-SE-AE de la Figura 3-8.

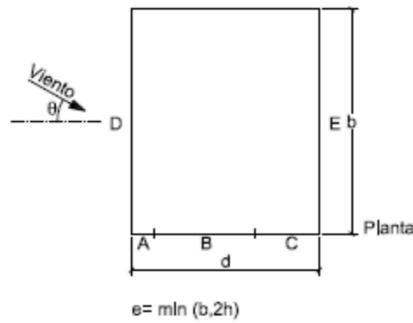
La esbeltez de la estructura en el caso de tener viento lateral resulta de:

$$\frac{h}{d} = \frac{10,20}{32} = 0,318$$

siendo:

$h$  altura de la estructura

$d$  longitud frontal de la estructura



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

Figura 3-8 Coeficientes de presión de cerramientos con viento lateral (tomada de [6])

Teniendo en cuenta la esbeltez de la estructura en este caso, se obtienen los siguientes coeficientes y multiplicándolos por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición se obtienen las cargas superficiales del viento representadas en la Tabla 3-1.

	A	B	C	D	E
<b>C<sub>p</sub></b>	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,318
<b>Q<sub>el</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-1,512	-1,008	-0,63	0,89	-0,4
	Fachadas frontales			Fachadas laterales	

Tabla 3-1 Coeficientes eólicos y cargas superficiales para cerramientos (elaboración propia)

La profundidad de las zonas A, B, C en las fachadas frontales depende del valor de “e”, que en el caso de encontrarnos bajo la influencia de viento lateral se calcula:

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(45,52, 20,4) = 20,4 \text{ m}$$

La profundidad para cada uno de los tramos es:

$$x(A) = \frac{e}{10} = 2,04 \text{ m}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 18,36 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 11,6 \text{ m}$$

Para calcular las cargas superficiales en cada uno de los pilares de los pórticos se deberá multiplicar la carga resultante en cada zona de la fachada por la servidumbre del pórtico.

Según la distribución y enumeración de los pórticos que se aprecia en la Figura 3-9, tenemos que el valor de las cargas superficiales para cada una de los pilares de los mismos queda expuesto en la Tabla 3-2.

Pilar	Plano paralelo al pórtico	Plano perpendicular al pórtico
1-A y 9-A	$0,89 \cdot 2,845 = 2,532$	$-1,512 \cdot 2,04 - 1,008 \cdot 0,625 = -3,714$
2-A hasta el 8-A	$0,89 \cdot 2 \cdot 2,845 = 5,064$	-
2-G hasta el 8-G	$-0,4 \cdot 2 \cdot 2,845 = -2,276$	-
1-G y 9-G	$-0,4 \cdot 2,845 = -1,138$	$-0,64 \cdot 2,665 = -1,706$
1-B y 9-B	-	$-1,008 \cdot 5,33 = -5,373$
2-B hasta el 8-B	-	-
1-C y 9-C	-	$-1,008 \cdot 5,33 = -5,373$
2-C hasta el 8-C	-	-
1-D y 9-D	-	$-1,008 \cdot 5,33 = -5,373$
2-D hasta el 8-D	-	-
1-E y 9-E	-	$-1,008 \cdot 1,745 - 0,63 \cdot 3,585 = -4,017$
2-E hasta el 8-E	-	-
1-F y 9-F	-	$-0,63 \cdot 5,33 = -3,358$
2-F hasta el 8-F	-	-

Tabla 3-2 Cargas de viento lateral en pilares (kN/m) (elaboración propia)

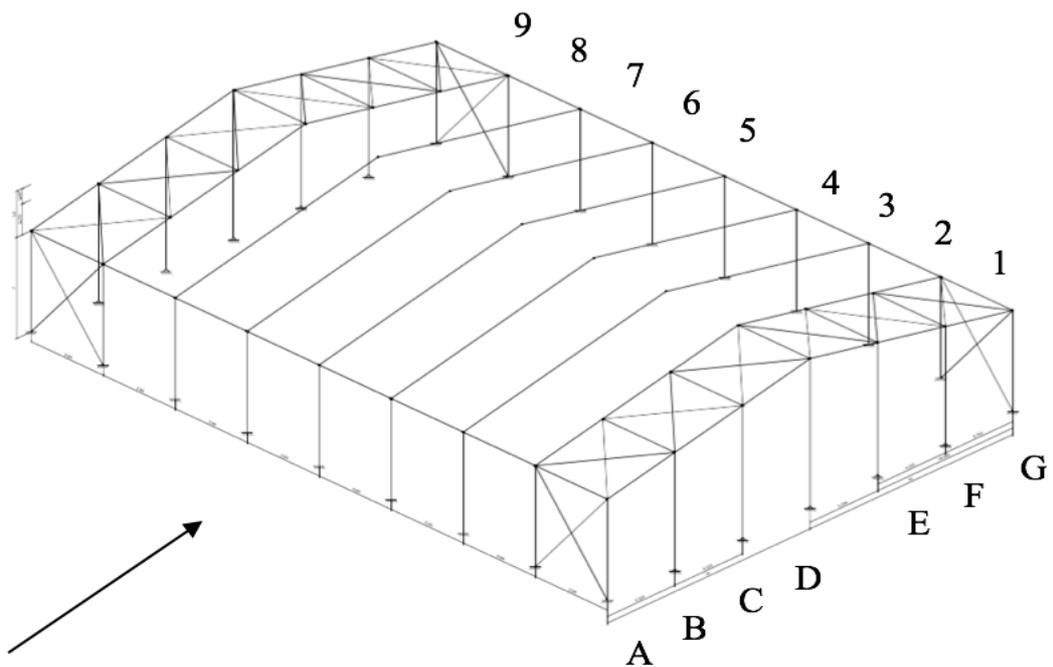
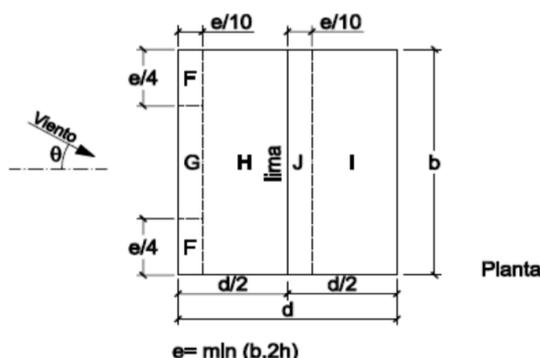


Figura 3-9 Enumeración de pórticos para viento lateral (elaboración propia)

Una vez calculados los cerramientos verticales y teniendo determinadas las cargas de viento en los pilares, se procede al cálculo de la acción del viento sobre la cubierta. Para ello se debe conocer los coeficientes eólicos de presión en cada una de las zonas de cubierta mediante el empleo de la tabla del correspondiente anexo del CTE-DB-SE-AE de la Figura 3-10.



Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0

Figura 3-10 Coeficientes de presión para la cubierta con viento lateral (tomada de [6])

En el caso de la cubierta, el coeficiente eólico es independiente de la esbeltez dependiendo únicamente de la inclinación de la cubierta. Cada una de las zonas de la cubierta se ve afectada por la acción tanto del viento de presión como del viento de succión por lo que se han de estudiar ambos casos. En la siguiente Tabla 3-3 se representa el valor de la carga superficial de viento.

	F	G	H	I	J
<b>C<sub>p</sub> (succión)</b>	-0,76	-0,6	-0,26	-0,4	-0,83
<b>Q<sub>es</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-0,96	-0,76	-0,33	-0,5	-1,04
<b>C<sub>p</sub> (presión)</b>	0,37	0,37	0,27	0	0
<b>Q<sub>ep</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	0,46	0,46	0,34	0	0

Tabla 3-3 Cargas de viento lateral en la cubierta (elaboración propia)

Como vimos anteriormente el valor de “e” queda definido por la siguiente expresión:

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(45,52, 20,4) = 20,4 \text{ m}$$

La profundidad para cada uno de los tramos es:

$$x(F, G) = x(J) = \frac{e}{10} = \frac{20,4}{10} = 2,04 \text{ m}$$

$$x(H) = x(I) = \frac{d}{2} - \frac{e}{10} = \frac{32}{2} - \frac{20,4}{10} = 13,96 \text{ m}$$

$$x(F) = \frac{e}{4} = \frac{20,4}{4} = 5,1 \text{ m}$$

$$x(G) = b - \frac{e}{2} = 45,52 - \frac{20,4}{2} = 35,32 \text{ m}$$

Para calcular las cargas superficiales en cada uno de los pórticos se deberá multiplicar la carga resultante en cada zona de la cubierta por la servidumbre del pórtico tal y como se hizo con los cerramientos verticales.

Según la distribución y enumeración de los pórticos que se aprecia en la Figura 3-9, tenemos que el valor de las cargas superficiales para cada uno de los mismos queda expuesto en la Tabla 3-4.

Vigas	Tramo 1	Tramo 2
<b>SUCCIÓN</b>		
1 y 9 A-D	(1) -2·9	$-0,33 \cdot \frac{5,69}{2} = -0,93$
2 y 8 A-D	(2) -4,6	$-0,33 \cdot 5,69 = -1,87$
3 a 7 A-D	$-0,76 \cdot 5,69 = -4,32$	$-0,33 \cdot 5,69 = -1,87$
1 y 9 D-G	$-1,04 \cdot \frac{5,69}{2} = -2,96$	$-0,5 \cdot \frac{5,69}{2} = -1,4225$
2 a 8 D-G	$-1,04 \cdot 5,69 = -5,92$	$-0,5 \cdot 5,69 = -2,845$
<b>PRESIÓN</b>		
1 y 9 A-D	$0,46 \cdot 2,845 = 1,31$	$0,34 \cdot 2,845 = 0,97$
2 y 8 A-D	$0,46 \cdot 5,69 = 2,62$	$0,34 \cdot 5,69 = 1,93$
3 a 7 A-D	$0,46 \cdot 5,69 = 2,62$	$0,34 \cdot 5,69 = 1,93$
1 y 9 D-G	0	0
2 a 8 D-G	0	0

**Tabla 3-4 Cargas de viento lateral sobre las vigas (kN/m) (elaboración propia)**

Para realizar el cálculo de los valores de la carga de viento lateral en el primer tramo de las vigas (1A-D; 2A-D; 8A-D; 9A-D) hay que tener en cuenta que estas vigas están bajo la influencia tanto de la zona F como bajo la influencia de la zona G y su cálculo se realizará de la siguiente forma:

(1) Tomando momentos con respecto a los pórticos (2 y 8) se obtienen las cargas en la viga del pórtico de fachada. En este tramo consideraremos la existencia de las cargas de las dos zonas.

$$R1 = \frac{1}{5,69} \left( -0,96 \cdot 5,1 \cdot \left( 0,59 + \frac{5,51}{2} \right) - 0,76 \cdot \frac{0,59^2}{2} \right) = -2,9 \text{ kN/m}$$

(2) Realizando el equilibrio de fuerzas verticales se calcula la contribución de la carga al primer tramo de las jácenas (2 y 8). En este tramo consideraremos la existencia de las cargas de las dos zonas.

$$R2 + R1 = -0,96 \cdot 5,1 - 0,59 \cdot 0,76 \rightarrow R2 = -2,44 \text{ kN/m}$$

A este valor se le deberá sumar la contribución del tramo entre los pórticos (2 y 3; 7 y 8) siendo la carga total sobre el tramo 1 de los pórticos 2 y 8:

$$R2 = -2,44 - \frac{5,69}{2} \cdot 0,76 = -4,6 \text{ kN/m}$$

### 3.3.4.3.2 Viento frontal

Una vez calculado el viento lateral se procede a hacer el cálculo del plano ortogonal a éste. Lo denominaremos viento frontal. Para el cálculo de acciones en los cerramientos laterales utilizaremos la misma tabla que empleamos para el viento lateral (Figura 3-8), teniendo en cuenta que las dimensiones de luz y profundidad se intercambian entre sí. Por lo tanto, la esbeltez para el caso del viento frontal es:

$$\frac{h}{d} = \frac{10,32}{45,52} = 0,227$$

siendo:

$h$  altura de la estructura

$d$  longitud lateral de la estructura

Teniendo en cuenta la esbeltez de la estructura en este caso, se obtienen los siguientes coeficientes y multiplicándolos por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición se obtienen las cargas superficiales del viento mostradas en la Tabla 3-5.

	A	B	C	D	E
$C_p$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
$Q_{ef} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	-1,512	-1,008	-0,63	0,88	-0,38
	Fachadas frontales			Fachadas laterales	

**Tabla 3-5 Coeficientes eólicos y cargas superficiales para cerramientos (elaboración propia)**

La profundidad de las zonas A, B, C en las fachadas laterales depende del valor de “e”, que en el caso de encontrarnos bajo la influencia de viento frontal se calcula:

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(32, 20,4) = 20,4 \text{ m}$$

La profundidad para cada uno de los tramos es:

$$x(A) = \frac{e}{10} = 2,04 \text{ m}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 18,36 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 25,12 \text{ m}$$

Para calcular las cargas superficiales en cada uno de los pilares de los pórticos se deberá multiplicar la carga resultante en cada zona de la fachada por la servidumbre del pórtico.

Según la distribución y enumeración de los pórticos que se aprecia en la Figura 3-11, tenemos que el valor de las cargas superficiales para cada una de las vigas de los mismos queda expuesto en la Tabla 3-6.

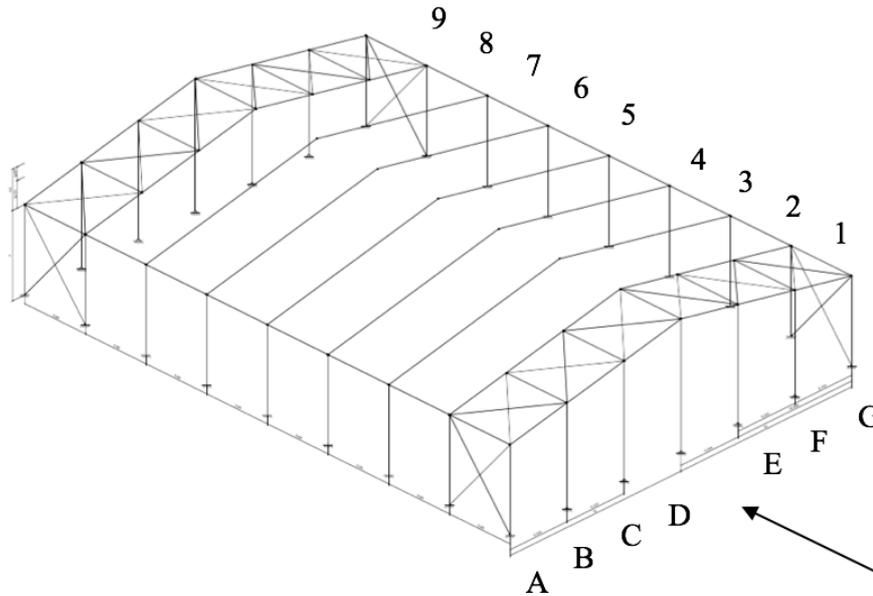
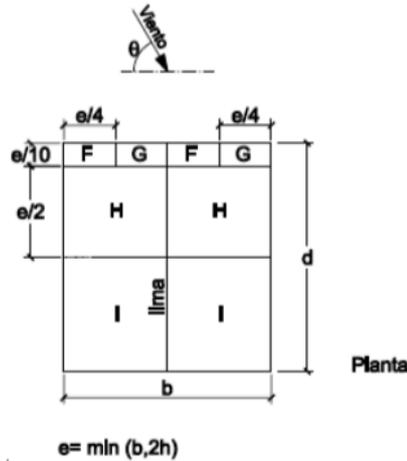


Figura 3-11 Enumeración de pórticos para viento frontal (elaboración propia)

Pilar	Plano paralelo al pórtico	Plano perpendicular al pórtico
1-A y 1-G	$-1,512 \cdot 2,04 - 1,008 \cdot 0,805 = -3,89$	$0,88 \cdot 2,665 = 2,3452$
1-B hasta el 1-F	-	$0,88 \cdot 5,33 = 4,6904$
2-A, 3-A, 2-G, 3-G y 4-A y 4-G	$-1,008 \cdot 5,69 = -5,74$	-
5-A y 5-G	$-1,008 \cdot 0,485 - 0,64 \cdot 4,515 = -3,38$	-
6-A hasta 8-A y 6-G hasta 8-G	$-0,64 \cdot 5 = -3,2$	-
9-A y 9-G	$-0,64 \cdot 2,5 = -1,6$	$-0,38 \cdot 2,665 = -1,0127$
9-B hasta 9-F	-	$-0,38 \cdot 5,33 = -2,0254$

Tabla 3-6 Cargas de viento frontal en pilares (kN/m) (elaboración propia)

Una vez determinadas las cargas de viento frontal sobre los cerramientos laterales, se procede al cálculo de la acción del mismo sobre las vigas al igual que hicimos con el viento lateral. Primero debemos conocer los coeficientes eólicos de cada una de las zonas. El valor de los coeficientes viene en la tabla de la Figura 3-12 del correspondiente anexo del CTE-DB-SE-AE.



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

Figura 3-12 Cargas de viento frontal en la cubierta (tomada de [6])

Teniendo en cuenta que la superficie es mayor de 10 m<sup>2</sup> y que conocemos la pendiente de la cubierta, interpolaremos en la tabla para obtener el valor del coeficiente eólico que, multiplicándolo con el coeficiente de exposición y la presión dinámica obtendremos la carga de viento frontal sobre las diferentes zonas de la cubierta tal y como se representa en la Tabla 3-7.

	F	G	H	I
<b>C<sub>p</sub></b>	-1,23	-1,33	-0,67	-0,5
<b>Q<sub>e</sub></b>	-1,549	-1,67	-0,84	-0,63

Tabla 3-7 Coeficientes eólicos y cargas superficiales para la cubierta (elaboración propia)

La profundidad de las zonas F, G, H e I en las fachadas laterales depende del valor de “e” nuevamente:

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(32, 20,4) = 20,4 \text{ m}$$

La profundidad para cada uno de los tramos es:

$$x(F, G) = \frac{e}{10} = 2,04 \text{ m}$$

$$x(H) = \frac{e}{2} = 10,2 \text{ m}$$

$$x(I) = d - \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 33,28 \text{ m}$$

$$x(F) = \frac{e}{4} = 5,1 \text{ m}$$

$$x(G) = 32 - 2 \cdot \frac{e}{4} = 21,8 \text{ m}$$

Para calcular las cargas superficiales en cada uno de los pórticos se deberá multiplicar la carga resultante en cada zona de la cubierta por la servidumbre del pórtico tal y como se hizo con los cerramientos verticales.

Según la distribución y enumeración de los pórticos que se aprecia en la Figura 3-11, tenemos que el valor de las cargas superficiales para cada uno de los mismos queda expuesto en la Tabla 3-8.

Vigas	Tramo 1	Tramo 2
1 A-D y 1 D-G	(1) -3,58	(3) -3,78
2 A-D y 2 D-G	(2) -2,65	(4) -2,69
3 A-D y 3 D-G	- 0,84 · 3,705 - 0,63 · 1,985 = - 4,36	
4 a 8 A-D y D-G	-0,63 · 5,69 = -3,5847	
9 A-D y 9 D-G	-0,63 · $\frac{5,69}{2}$ = -1,79	

Tabla 3-8 Cargas de viento frontal sobre la cubierta (kN/m) (elaboración propia)

Los valores de carga de viento frontal en las jácenas 1A-D y 2A-D son especialmente complejos de determinar debido a que se llevan parte de la carga de la zona F, G y H. Para calcularlas se plantea la distribución de cargas en las correas de esos tramos y se suponen biapoyadas para estar del lado de la seguridad.

- (1) Planteando el equilibrio de las fuerzas verticales, se obtienen las cargas en la viga del pórtico de fachada del primer tramo.

$$R1t1 = -1,549 \cdot 2,04 - 0,84 \cdot 3,65 + R2t1 = -3,58 \text{ kN/m}$$

- (2) Planteando el equilibrio de momentos en el pórtico 1 se obtienen las cargas en la viga del pórtico interior del primer tramo.

$$R2t1 = \frac{1}{5,69} \cdot \left( -1,549 \cdot \frac{2,04^2}{2} - 0,84 \cdot 3,65 \cdot \left( 2,04 + \frac{3,65}{2} \right) \right) = -2,65 \text{ kN/m}$$

- (3) Planteando el equilibrio de las fuerzas verticales, se obtienen las cargas en la viga del pórtico de fachada del segundo tramo.

$$R1t2 = -1,67 \cdot 2,04 - 0,84 \cdot 3,65 + R2t2 = -3,78 \text{ kN/m}$$

- (4) Planteando el equilibrio de momentos en el pórtico 1 se obtienen las cargas en la viga del pórtico interior del segundo tramo.

$$R2t2 = \frac{1}{5,69} \cdot \left( -1,67 \cdot \frac{2,04^2}{2} - 0,84 \cdot 3,65 \cdot \left( 2,04 + \frac{3,65}{2} \right) \right) = -2,69 \text{ kN/m}$$

### 3.3.5 Acciones accidentales

Una vez calculadas todas las acciones variables debemos hablar de las accidentales, que son las siguientes:

- Sismo
- Fuego
- Impacto

#### 3.3.5.1 Sismo

Las acciones sísmicas se determinan de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) [28]. De acuerdo con el uso al que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra que sea, las construcciones se clasifican en: [28]

- Importancia moderada: aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir servicios primarios o producir daños económicos significativos a terceros.
- Importancia normal: aquellas cuya destrucción por terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir servicios, o producir pérdidas económicas sin que en ningún caso existan pérdidas de servicios imprescindibles o efectos catastróficos.
- Importancia especial: aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.

En los criterios de aplicación de la norma, la ejecución de esta es de obligado cumplimiento a excepción de:

- Construcciones de importancia moderada
- En las edificaciones de importancia normal o excepcional, cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,04 g, siendo g la gravedad.

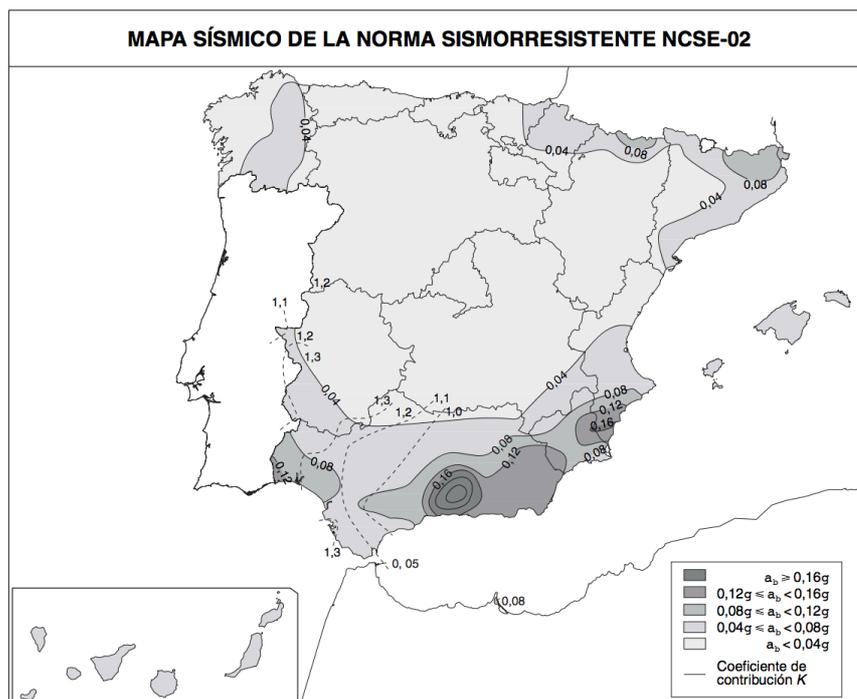


Figura 3-13 Mapa de peligrosidad sísmica (tomada de [28])

Como se puede ver en la Figura 3-13, en la localización donde se plantea el estudio de la construcción de la estructura de cubierta la aceleración sísmica es de menos de 0,04 g y por lo tanto no es necesario llevar a cabo el pertinente estudio.

### 3.3.5.2 Fuego

El efecto del fuego en situación accidental de incendio está recogido en el Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales [29] y en el correspondiente Código Técnico CTE-DB-SI [30]. La resistencia y propiedades de los materiales quedan determinados de acuerdo a estas referencias. Al tratarse de una estructura de cubierta, y asimilándola a una nave industrial sin un uso específico, no es necesario el cálculo de la acción de un incendio.

### 3.3.5.3 Impacto

Las acciones sobre un edificio causadas debido a un impacto dependen de la masa, la geometría y la velocidad del cuerpo impactante, así como de la capacidad de deformación y de amortiguamiento tanto del cuerpo como del elemento contra el que impacta. Todos los factores que intervienen en las acciones a causa de un impacto quedan recogidos en el correspondiente apartado de acciones accidentales del Código Técnico CTE-DB-SE-AE [6].

A no ser que se adopten las medidas de protección adecuadas, cuya eficacia deberá ser verificada, con el fin de disminuir la probabilidad de ocurrencia de un impacto o de atenuar sus consecuencias en el caso de producirse, los elementos resistentes afectados por un impacto deben dimensionarse teniendo presente las acciones debidas al mismo, con el objetivo de alcanzar una seguridad estructural determinada.

Para el caso del presente trabajo, teniendo en cuenta la función de la estructura, no se realizará el pertinente estudio de acciones accidentales.

### 3.3.5.4 Resumen de cargas

Para facilitar el seguimiento de la memoria, en este apartado se presentan la Tabla 3-9 y la Tabla 3-10, con un resumen de todas las acciones calculadas anteriormente.

Acción	Pórtico interior	
	Pilar	Cubierta
Acciones permanentes	8,97 kN	1,203 kN/m
Sobrecarga de uso	-	2,27 kN/m
Nieve		1,68 kN/m
Viento de presión	5,06 kN/m	2,62 kN/m
Viento de succión	-5,74 kN/m	-5,92 kN/m

**Tabla 3-9 Resumen de cargas del pórtico interior (elaboración propia)**

Acción	Pórtico de fachada	
	Pilar	Cubierta
Acciones permanentes	6,33 kN	0,44 kN/m
Sobrecarga de uso	-	1,13 kN/m
Nieve	-	0,84 kN/m
Viento de presión	2,532 kN/m	1,31 kN/m
Viento de succión	-3,89 kN/m	-3,78 kN/m

**Tabla 3-10 Resumen de cargas del pórtico de fachada (elaboración propia)**

### 3.4 Combinación de acciones

Una vez calculadas todas las cargas que van a influir sobre nuestra estructura se procede a estudiar cómo se deben considerar combinadas todas ellas para cumplir las exigencias fijadas en el capítulo 4 del Código Técnico de Seguridad Estructural CTE-DB-SE [7]. A continuación, se calculará la combinación de cargas más desfavorable que nos determinará el dimensionado de la estructura de cimentación.

#### 3.4.1 Resistencia y estabilidad

Cuando se realiza la comprobación de resistencia de la estructura se deben considerar las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias, mediante la siguiente 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:

$G_{k,j}$  carga permanente

$P$  pretensado

$Q_{k,1}$  acción variable cualquiera

$Q_{k,i}$  resto de las acciones variables

Los coeficientes parciales de seguridad y de combinación de cargas, son los que aparecen en la tabla de la Figura 3-14 y Figura 3-15 respectivamente.

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
<b>Resistencia</b>	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
<b>Estabilidad</b>		<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

**Figura 3-14 Coeficientes de seguridad (tomada de [7])**

	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
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 ≤ 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

Figura 3-15 Coeficientes de combinación de cargas (tomada de [7])

Con todos estos criterios se estructuran las combinaciones para la verificación de los Estados Límite considerando las acciones permanentes y variables como favorables o desfavorables, principales o de acompañamiento. Se deberán tener en cuenta las siguientes cuestiones [31]:

- La sobrecarga de uso no puede aparecer combinada con ninguna otra acción variable.
- Las acciones de viento interior solo pueden aparecer cuando lo hagan alguna de las combinaciones de viento. Para el caso de la presente estructura no se tendrá en cuenta la acción accidental del viento interior.

Una vez combinadas todas las cargas consideraremos la más desfavorable para realizar el cálculo de los esfuerzos sobre la cimentación. En el caso de tener viento lateral, la parte de la cubierta situada a barlovento estará sometida a presión y la parte de sotavento a succión. Para el caso de un pórtico interior tenemos que la distribución de cargas más desfavorable debido es:

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

siendo:

$G_{k,j}$  carga permanente

$P$  pretensado que no consideraremos

$Q_{k,1}$  acción del viento

$Q_{k,i}$  acción de la nieve

$$1,35 \cdot 1,20 + 1,5 \cdot 2,62 + (1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,84) = 6,18 \text{ kN/m (cubierta de barlovento)}$$

$$1,35 \cdot 1,20 + 1,5 \cdot 1,68 - (1,5 \cdot 0,6 \cdot 2,84) = 1,58 \text{ kN/m (cubierta de sotavento)}$$

Para el caso de un pórtico de fachada tenemos que la distribución de cargas más desfavorable es:

$$1,35 \cdot 0,44 + 1,5 \cdot 1,31 + (1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,42) = 1,68 \text{ kN/m (cubierta de barlovento)}$$

$$1,35 \cdot 0,44 + 1,5 \cdot 0,84 - (1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,31) = 0,67 \text{ kN/m (cubierta de sotavento)}$$

### 3.5 Cálculo de esfuerzos sobre la cimentación

Una vez tenemos el valor de cargas más desfavorable, se obtienen los esfuerzos sobre la cimentación mediante el uso del software “FTool”. Nótese que los esfuerzos sobre la cimentación tienen el mismo valor que las reacciones sobre la estructura. Los esfuerzos sobre los apoyos del pórtico interior y los situados en las esquinas del pórtico de fachada presentan un momento flector debido a que se trata de apoyos empotrados. Los esfuerzos sobre el resto de apoyos del pórtico de fachada solo presentan esfuerzos normal y cortante al tratarse de apoyos articulados. Los valores de las reacciones del pórtico interior y de fachada quedan reflejados en la Figura 3-16 y Figura 3-17 respectivamente.

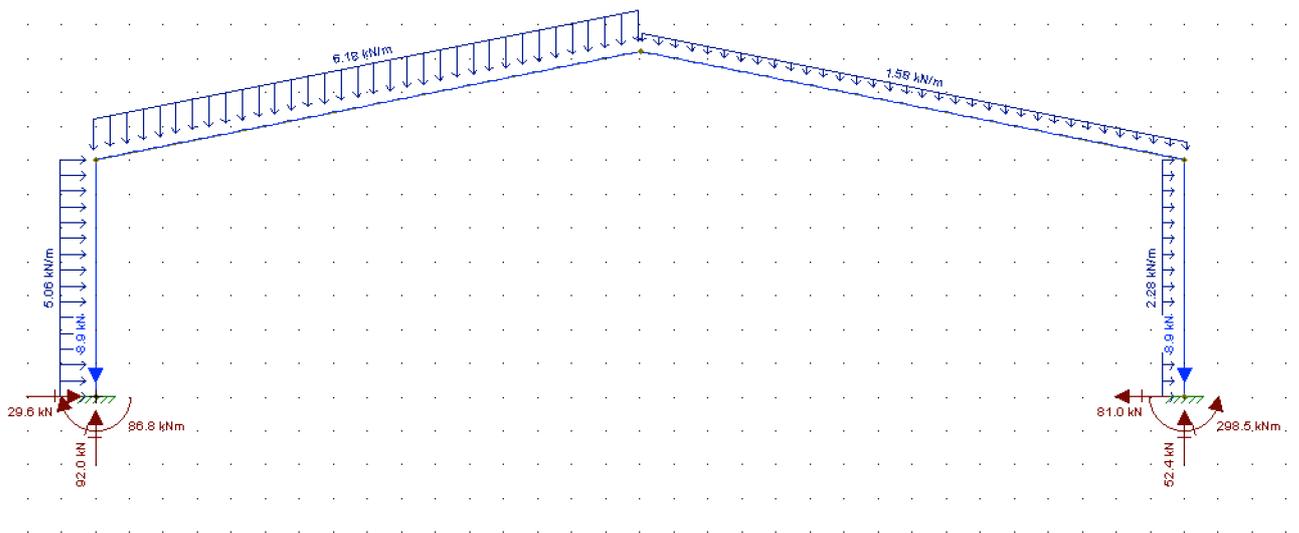


Figura 3-16 Reacciones en el pórtico interior (elaboración propia)

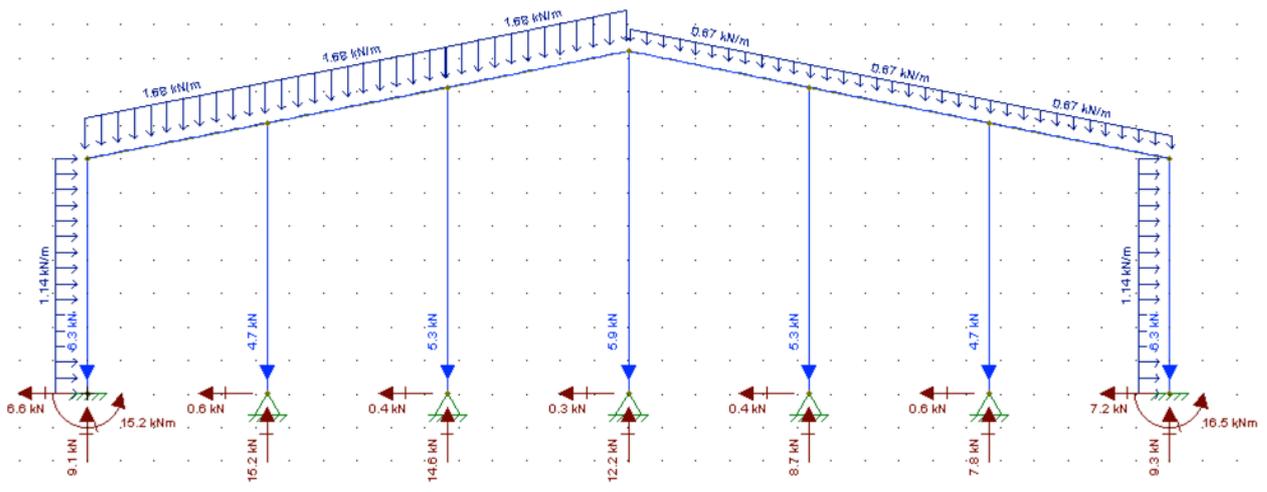


Figura 3-17 Reacciones en el pórtico de fachada (elaboración propia)

### 3.6 Elección y disposición de la cimentación

Una vez se hayan obtenido las reacciones sobre cada uno de los apoyos de la estructura se debe decidir el tipo de cimentación que vamos a emplear.

#### 3.6.1 Tipo de cimentación

Teniendo en cuenta el tipo de construcción y las solicitaciones existentes se decide hacer uso de zapatas aisladas rígidas. Este tipo de zapatas como ya vimos en el apartado 2.2 del presente trabajo, son las más utilizadas en la cimentación de construcciones industriales.

Cada una de las zapatas recibe la carga de un único pilar por lo que tendremos un total de 28 zapatas aisladas. Se ha decidido, teniendo en cuenta que no hay impedimentos debido a la existencia de construcciones colindantes, hacer uso de zapatas aisladas centradas. Se dimensionarán dos tipos de zapatas que son las situadas en los pilares del pórtico de fachada y las de los pórticos interiores. Aunque las reacciones de los pilares de los pórticos de fachada no son las mismas para todos los casos, se realizará un único dimensionado, de mayor solicitación, que garantice el cumplimiento de los Estados Límite Últimos de equilibrio, agotamiento del terreno y agotamiento de la cimentación para todos los pilares del pórtico de fachada quedando así del lado de la seguridad.

El tipo de zapata escogida es rígida. En este tipo de zapatas el vuelo en ambas direcciones no supera el doble del canto. Para cada una de las zapatas rígidas se tendrá que la carga es centrada o excéntrica dependiendo de si están bajo la influencia de un momento flector.

#### 3.6.2 Vigas riostras

Teniendo en cuenta las reacciones en los apoyos y la solución adoptada de emplear zapatas aisladas que permiten absorber el total de las acciones sobre la cimentación, no se ha visto la necesidad de emplear vigas riostras.

Las vigas riostras o de atado son piezas o elementos estructurales, generalmente de hormigón armado o de cualquier material capaz de resistir tracciones, que unen dos o más cimientos, en este caso zapatas.

La finalidad de este tipo de vigas es absorber las posibles acciones horizontales que pueden recibir los cimientos debido tanto a la propia estructura como al terreno. De esta forma se evita el desplazamiento horizontal relativo entre los cimientos. Una vez calculada la acción de la propia estructura y sabiendo el tipo de terreno donde nos encontramos, la necesidad del empleo de vigas riostras ha quedado descartada.

#### 3.6.3 Materiales de la cimentación

Los materiales empleados en las zapatas de la estructura son el hormigón y el acero. Hemos visto las propiedades y características del hormigón armado en el apartado 2.3.

##### 3.6.3.1 Tipo de acero

El tipo de acero empleado en las barras del hormigón armado es el B500SD, que es el más común en el mercado. Es un tipo de acero corrugado que se encuentra normalizado. Los resaltes que presenta este tipo de acero permiten mejorar su adherencia con el hormigón. Estas armaduras se fabrican a partir de palanquillas de colada continua, tras un proceso de laminación en caliente. Finalmente, las barras se someten a un tratamiento térmico final que consiste en un enfriamiento controlado. Una de las principales características de este tipo de acero es su alta ductilidad que nos será muy beneficiosa cuando la estructura se encuentre sometida a determinadas solicitaciones. En el tipo de acero escogido, la nomenclatura representa [32]:

*B* indica el tipo de acero, en este caso, acero para hormigón armado

500 indica el valor límite elástico nominal garantizado en MPa

SD indican la condición de soldable y las características especiales de ductilidad

Según la EHE-08 a las barras de acero hay que aplicarle un coeficiente de seguridad que, en este caso, teniendo en cuenta que se trata de una situación persistente es de  $\gamma=1,15$ . Por lo tanto la resistencia del acero B500SD es de:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_s} = 434,8 \text{ MPa}$$

### 3.6.3.2 Hormigón

El tipo de hormigón seleccionado debe ser compatible con las acciones químicas a las que se verá sometido. Mediante el estudio geotécnico, obtenemos las características del terreno. Haciendo uso de las tablas de la Figura 3-18 y Figura 3-19 correspondientes a la instrucción EHE-08 [25] y teniendo en cuenta una humedad alta y un ataque químico débil, el hormigón lleva una consideración de un ambiente IIa+Qa.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones.</li> <li>– Elementos de hormigón en masa.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.</li> </ul>
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (&gt; 65%) o a condensaciones.</li> <li>– Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Elementos enterrados o sumergidos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales en sótanos no ventilados.</li> <li>– Cimentaciones.</li> <li>– Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.</li> </ul>
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia.</li> <li>– Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.</li> </ul>

Figura 3-18 Clases generales de exposición. Corrosión de la armadura (tomada de [25])

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b.</li> <li>– Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.</li> </ul>
	Media	Qb	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos en contacto con agua de mar.</li> <li>– Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Dolos, bloques y otros elementos para diques.</li> <li>– Estructuras marinas, en general.</li> <li>– Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.</li> <li>– Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b.</li> <li>– Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.</li> </ul>
	Fuerte	Qc	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b.</li> <li>– Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b.</li> <li>– Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.</li> </ul>

Figura 3-19 Clases de exposición relativas a efectos distintos de la corrosión (tomada de [25])

Una vez tenemos definido el tipo de ambiente en el que nos encontramos, haremos uso de la tabla de la Figura 3-20, correspondiente a la instrucción EHE-08 [25]. Teniendo en cuenta el tipo de ambiente (humedad alta + ataque químico débil), la resistencia característica del hormigón será de 25 N/mm<sup>2</sup>.

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición									
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc
Resistencia mínima (N/mm <sup>2</sup> )	Masa	20	—	—	—	—	—	—	30	30	35
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35

Figura 3-20 Selección del hormigón en función del ambiente (tomada de [25])

Al tratarse de un hormigón destinado a la edificación, la consistencia que se exige es blanda, y al ser más concretamente en cimentaciones, el tamaño máximo del árido puede alcanzar un valor de 40 mm [25]. Para garantizar la buena trabajabilidad del hormigón se empleará árido de máximo 20 mm. Teniendo en cuenta estas consideraciones, la designación del hormigón será:

$$HA-25/B/20/IIa+Qa$$

Para el cálculo de la resistencia del hormigón en una situación persistente o transitoria, como las del presente trabajo, se deberá aplicar el coeficiente parcial de seguridad ( $\gamma_c=1,5$ )

### 3.7 Dimensionado de la cimentación

En este apartado se calcularán las zapatas de los pórticos interiores y pórticos de fachada. Estos cálculos se realizarán tomando como base los esfuerzos actuantes sobre cada tipo de zapata, calculados en el apartado 3.5. Las acciones pueden actuar tanto de izquierda a derecha como en sentido contrario, por lo que las soluciones serán idénticas en las dos zapatas de cada pórtico.

Para la realización de las pertinentes comprobaciones de los Estados Límite, se ha realizado un previo dimensionado de la zapata del pórtico interior, quedando esta con la siguiente geometría (2,4 m x 2,4 m x 0,6 m).

#### 3.7.1 Dimensionado de la zapata de barlovento del pórtico interior

##### 3.7.1.1 E.L.U. de vuelco

El vuelco se presenta cuando la carga a transmitir al suelo viene acompañada de momentos o es excéntrica con respecto a la cimentación. En nuestra zapata existirán una serie de momentos estabilizantes y otros desestabilizantes, tal y como se muestra en la Figura 3-21. Para asegurar la resistencia al vuelco y garantizar la estabilidad se ha de tener en cuenta un factor de seguridad al vuelco que es igual a 1,5. Los valores de normal, cortante y momento flector que vamos a utilizar son los siguientes:

$$N = 92 \text{ kN}$$

$$V = 29,6 \text{ kN}$$

$$M = 86,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

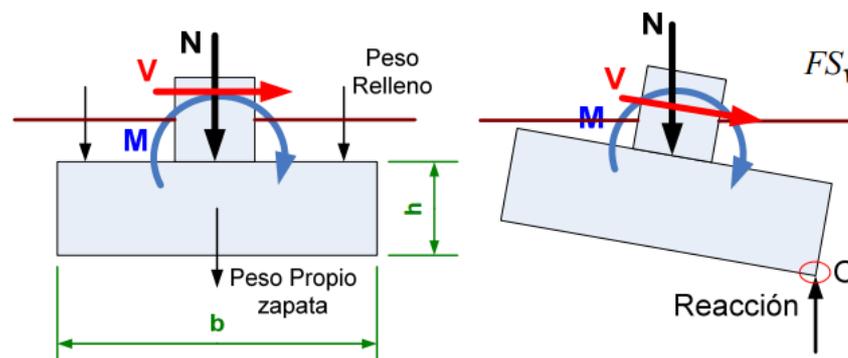


Figura 3-21 Croquis del vuelco de una zapata centrada (tomada de [33])

A continuación, se realizarán los sumatorios de las acciones desestabilizadoras:

$$\sum M \text{ desestabilizantes} = 86,8 + 29,6 \cdot 0,6 = 104,56 \text{ kNm}$$

A continuación, se realizarán los sumatorios de las acciones estabilizadoras:

$$P \text{ (peso de la cimentación)} = V \cdot \gamma = 2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,6 \cdot 25 = 86,4 \text{ kN}$$

siendo:

$V$  volumen de la cimentación

$\gamma$  peso específico del hormigón ( $25 \text{ kN/m}^3$ )

Por lo tanto:

$$\sum M \text{ estabilizantes} = 92 \cdot \frac{2,4}{2} + 86,4 \cdot \frac{2,4}{2} = 214,08 \text{ kNm}$$

Teniendo en cuenta que hay que asegurar un factor de seguridad al vuelco de 1,5 obtenemos [34]:

$$FS \text{ vuelco} = 1,5 < \frac{\sum M \text{ estabilizante}}{\sum M \text{ desestabilizante}} = \frac{214,08}{104,56} = 2,04$$

Se ha comprobado que con las dimensiones de predimensionado la zapata es estable al vuelco.

### 3.7.1.2 E.L.U de deslizamiento

Recordamos que mediante el dimensionado de la zapata pretendemos no necesitar vigas riostras que impidan el deslizamiento horizontal. Tomaremos la fuerza de rozamiento entre la base de la zapata y el terreno como la única fuerza estabilizante.

Para calcular la zapata a deslizamiento hay que tener en cuenta que la suma de las fuerzas horizontales que tienden a deslizar la zapata sea inferior a las correspondientes fuerzas que se oponen al movimiento tal y como se representa en la Figura 3-22. Además, para asegurar la condición de no deslizamiento debemos tener en cuenta un determinado coeficiente de seguridad.

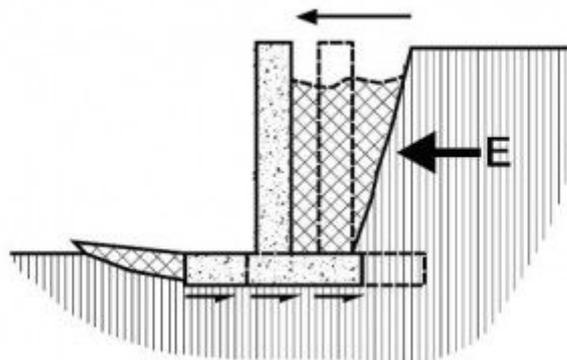


Figura 3-22 Croquis zapata sometida a esfuerzos horizontales (tomada de [35])

Teniendo en cuenta el estudio realizado en el apartado 3.1, el tipo de terreno sobre el cual se encuentra la cimentación es no cohesivo. Para realizar la comprobación de la zapata a deslizamiento, se tendrán en cuenta las cargas estabilizantes (N y P) y las cargas desestabilizantes (V) (Figura 3-21)

siguiendo la siguiente expresión determinada por el valor del coeficiente de seguridad a deslizamiento de 1,5 [34]:

$$CS_{\text{deslizamiento}} = 1,5 < \frac{(N + P)\mu}{V} = \frac{(92 + 86,4) \cdot 0,5}{29,6} = 3,01$$

siendo:

$\mu$  coeficiente de rozamiento

El coeficiente ( $\mu$ ) se determina en función del ángulo de rozamiento interno que para el terreno en cuestión es de 40° y se calcula de la siguiente forma:

$$tg\left(\frac{2}{3}\theta\right) = tg\left(\frac{2}{3} \cdot 40\right) = 0,5$$

Se ha comprobado que con las dimensiones de predimensionado la zapata es estable a deslizamiento.

### 3.7.1.3 E.L.U. de agotamiento del terreno. Hundimiento.

Teniendo en cuenta el estudio realizado en el apartado 3.1, el tipo de terreno sobre el cual se encuentra la cimentación es granito. Se trata de un tipo de suelo no cohesivo que tiene una tensión admisible de 10 MPa. Como ya vimos en el correspondiente apartado del estado del arte 2.2.2, la distribución de tensiones bajo una zapata no es uniforme y varía según la rigidez de la zapata y la naturaleza del suelo, tal y como se puede apreciar en la Figura 3-23. Estamos en el caso de una zapata rígida sobre suelo no cohesivo, pero para evitar complejos cálculos, la normativa permite la aplicación de distribuciones uniformes o lineales.

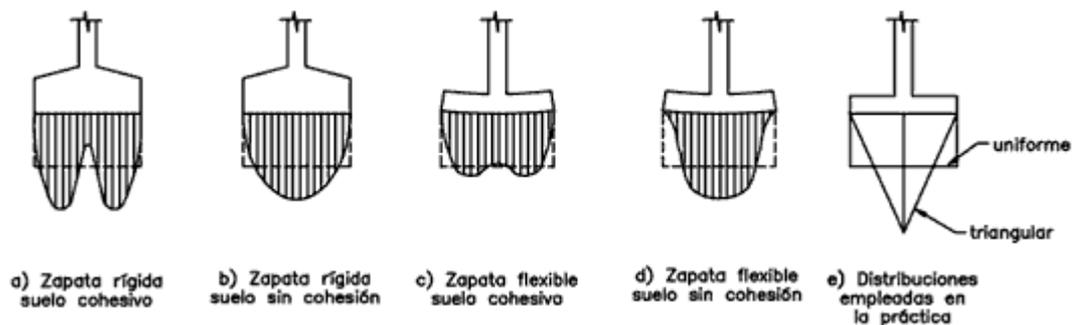


Figura 3-23 Tensiones sobre los diferentes tipos de zapatas (tomada de [14])

La excentricidad de la zapata se calcula de la siguiente manera:

$$e = \frac{M}{N} = 0,49 \text{ m} > \frac{L}{6} = 0,4$$

siendo:

$M$  momento, en este caso el valor es de 86,8 kNm

$N$  normal + peso, en este caso el valor es de 178,4 kN

$L$  largo de la zapata = 2,4 m

$e$  excentricidad

Existen tres tipos de distribuciones de tensiones sobre la zapata que son la distribución uniforme, la distribución trapezoidal y la distribución triangular. Teniendo en cuenta que el cociente entre el

momento y acción normal es superior al valor de la sexta parte del largo de la zapata nos encontramos en una distribución triangular de tensiones (Figura 3-24).

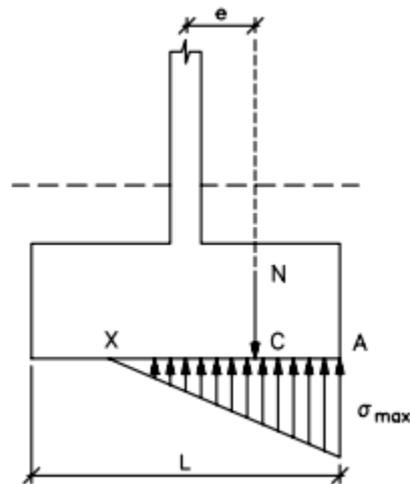


Figura 3-24 Distribución triangular de tensiones (tomada de [19])

Obtendremos la tensión máxima de la zapata mediante las siguientes consideraciones:

- El centro de gravedad de la resultante está situado en el punto C
- El punto C se corresponde a su vez con el centro de gravedad del triángulo de presiones

El ancho de la zapata por ser esta cuadrada es igual al largo y su dimensión es de 3,5 m. Para calcular el valor de AX aplicaremos la siguiente expresión:

$$\frac{B}{2} = e + \frac{AX}{3}$$

Despejando de la ecuación obtenemos que AX es igual a:

$$AX = (1,2 - 0,49) \cdot 3 = 2,13 \text{ m}$$

En la zapata tendríamos una zona comprimida y una traccionada. Debido a que no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno, se acepta una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos [34]. Las presiones en la base de la zapata han de ser iguales al valor de la normal más el peso de la zapata divididas por la profundidad o ancho de la zapata. A partir de las siguientes expresiones calcularemos el valor de la tensión máxima en la base de la zapata.

$$N = 92 + 86,4 = 178,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{B} = \frac{\sigma_{\text{máx}} \cdot AX}{2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{178,4 \cdot 2}{2,4 \cdot 2,13} = 69,79 \text{ kN/m}^2$$

Una vez se ha obtenido la tensión máxima se debe verificar:

$$1,25 \cdot \sigma_{\text{max}} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$69,79 \text{ kN/m}^2 = 0,069 \text{ MPa}$$

$$1,25 \cdot 0,069 = 0,086 \text{ MPa} < 10 \text{ MPa}$$

Se ha comprobado que con las dimensiones de predimensionado la zapata resiste a hundimiento

### 3.7.2 Dimensionado de la zapata de sotavento del pórtico interior

Una vez comprobada la zapata de barlovento del pórtico interior debemos realizar las comprobaciones de los Estados Límite para la zapata de sotavento cuyos esfuerzos que se transmiten a los apoyos a través de los pilares son de:

$$N = 52,4 \text{ kN}$$

$$V = 81 \text{ kN}$$

$$M = 298,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### 3.7.2.1 E.L.U. de vuelco

$$\sum M_{\text{desestabilizantes}} = 298,5 + 81 \cdot 0,6 = 347,1 \text{ kNm}$$

A continuación, se realizarán los sumatorios de las acciones estabilizadoras:

$$P \text{ (peso de la cimentación)} = V \cdot \gamma = 2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,6 \cdot 25 = 86,4 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$\sum M_{\text{estabilizantes}} = 52,4 \cdot \frac{2,4}{2} + 86,4 \cdot \frac{2,4}{2} = 166,56 \text{ kNm}$$

Teniendo en cuenta que hay que asegurar un factor de seguridad al vuelco de 1,5 obtenemos [36]:

$$FS_{\text{vuelco}} = 1,5 < \frac{\sum M_{\text{estabilizante}}}{\sum M_{\text{desestabilizante}}} = \frac{166,56}{347,1} = 0,47$$

Como se puede observar, la zapata de dimensiones 2,4 m x 2,4 m x 0,6 m no cumple con el Estado Límite Último de vuelco por lo que habrá que cambiar las dimensiones de la misma para que los momentos estabilizantes sean como mínimo 1,5 veces mayores que los desestabilizantes.

Después de realizar diferentes comprobaciones, a continuación, se propone una zapata de dimensiones 3,5 m x 3,5 m x 1,1 m que garantiza la resistencia y estabilidad para todos los casos.

$$P \text{ (peso de la cimentación)} = V \cdot \gamma = 3,5 \cdot 3,5 \cdot 1,1 \cdot 25 = 336,87 \text{ kN}$$

$$\sum M_{\text{desestabilizantes}} = 298,5 + 81 \cdot 1,1 = 387,6 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{\text{estabilizantes}} = 52,4 \cdot \frac{3,5}{2} + 336,87 \cdot \frac{3,5}{2} = 681,22 \text{ kNm}$$

$$FS_{\text{vuelco}} = 1,5 < \frac{\sum M_{\text{estabilizante}}}{\sum M_{\text{desestabilizante}}} = \frac{681,22}{387,6} = 1,75$$

Finalmente hemos comprobado que las dimensiones de la nueva zapata cumplen con la comprobación a vuelco que, además, será la limitante teniendo en consideración el tipo de cimentación utilizada y las características del terreno. Aun así, se realizarán a continuación el resto de comprobaciones para asegurar la valía de la nueva zapata.

### 3.7.2.2 E.L.U. de deslizamiento

$$CS \text{ deslizamiento} = 1,5 < \frac{(N + P)\mu}{V} = \frac{(52,4 + 336,87) \cdot 0,5}{81} = 2,4$$

Por lo tanto, se ha comprobado el cumplimiento del E.L.U. de deslizamiento.

### 3.7.2.3 E.L.U. de hundimiento

La excentricidad de la zapata se calcula de la siguiente manera:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{298,5}{389,27} = 0,77 \text{ m} > \frac{L}{6} = 0,58 \text{ m}$$

Una vez calculada la excentricidad de la carga y teniendo en cuenta que la distribución de presiones sobre la zapata es triangular (Figura 3-25), obtendremos la tensión máxima de la misma mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{B}{2} = e + \frac{AX}{3}$$

$$AX = (1,75 - 0,77) \cdot 3 = 2,94 \text{ m}$$

$$N = 52,4 + 336,87 = 389,27 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{B} = \frac{\sigma_{\text{máx}} \cdot AX}{2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{389,27 \cdot 2}{2,94 \cdot 3,5} = 75 \text{ kN/m}^2$$

$$1,25 \cdot 75 \text{ kN/m}^2 = 0,093 \text{ MPa} < 10 \text{ MPa}$$

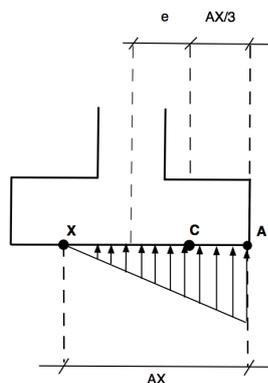


Figura 3-25 Croquis de la zapata. Distribución de presiones. (elaboración propia)

Por lo tanto, se ha comprobado el cumplimiento del E.L.U. de hundimiento.

### 3.7.2.4 Estados Límite de Servicio

Como ya vimos en el apartado 2.1.2 referente a la tensión admisible del terreno, se deberán hacer las comprobaciones de asientos en los cálculos de dimensionado de la zapata. En estos cálculos comprobaremos que:

- Los asientos del terreno serán admisibles para la estructura de cubierta
- Los asientos producidos no afectarán a los edificios colindantes

Tras el estudio realizado y mediante el uso de correspondiente Código Técnico se llegó a la conclusión de que el tipo de terreno sobre el que se pretende cimentar es granito. En los suelos rocosos no se pueden realizar los ensayos de penetración estándar y además se considera que para este tipo de suelos el factor limitante a tener en cuenta para el dimensionado de la zapata es el hundimiento y no los asientos admisibles [7]. Como ya comprobamos en el apartado anterior, las dimensiones de la zapata permiten asegurar el no hundimiento de la cimentación.

### 3.7.2.5 E.L.U. de agotamiento de la cimentación (EHE-08). Cálculo de la zapata como elemento estructural.

La EHE-08 a efectos de estado límite último de agotamiento de la cimentación establece una clasificación mecánica para las zapatas en función de la relación entre su vuelo máximo y el canto: zapatas rígidas y flexibles. Teniendo en cuenta que el vuelo máximo de la zapata es de 1,555 m y el canto es de 1,1 m, mediante la siguiente expresión podemos obtener [25]:

$$V_{\text{máx}} = 1,555 \text{ m} < 2 \cdot h = 2,2 \text{ m (se trata de una zapata rígida)}$$

La EHE-08 establece unas dimensiones mínimas que se han de respetar a la hora de concretar el ancho, largo y canto de la zapata. Para el caso de una zapata de hormigón armado se solicita un canto mínimo de 250 mm por lo que el dimensionado que se ha realizado cumple con este requerimiento ( $h=1100$  mm). Una de las razones por las cuales es necesario un determinado tamaño en la dimensión del canto es permitir el desarrollo del anclaje de las barras de acero de las armaduras. En el dimensionado estructural de las zapatas aisladas rígidas se deben hacer las comprobaciones referentes a:

- Flexión
- Anclaje

En cuanto a las comprobaciones de resistencia estructural de las zapatas rígidas se deberá tener en cuenta los siguientes puntos [37]:

- En zapatas rígidas no es necesaria la comprobación de cortante
- En zapatas rígidas, el borde de éstas queda dentro del perímetro crítico, con lo que no sería necesaria la comprobación a punzonamiento
- En las zapatas rígidas, la cuantía mínima permite controlar la fisuración

#### 3.7.2.5.1 Flexión. Cálculo de la armadura

Para realizar los cálculos a flexión de la zapata nos guiaremos por el croquis representado en la Figura 3-26. Para realizar los cálculos usaremos el método general de elementos de hormigón sometidos a flexión.

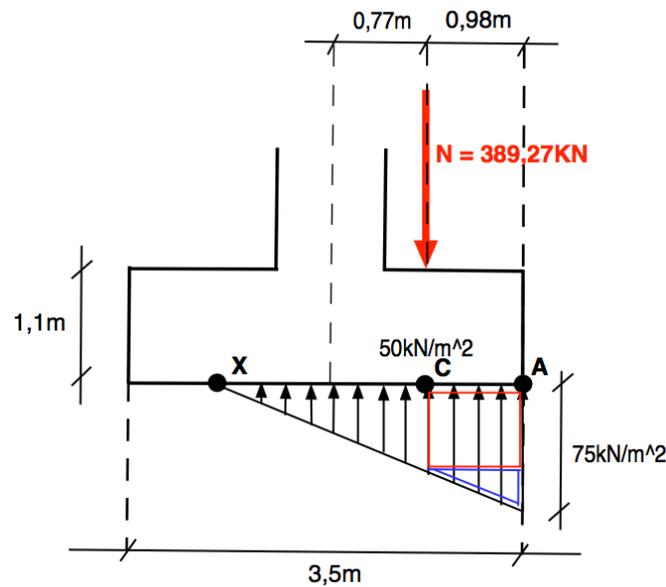


Figura 3-26 Croquis de la zapata con el valor de las tensiones (elaboración propia)

A continuación, calcularemos el momento por metro lineal sobre la sección más solicitada de la zapata. El momento sobre la sección que contiene al punto C donde se encuentra aplicada la fuerza, es combinación tanto de la contribución de la distribución rectangular de presiones como de la distribución triangular tal y como se aprecia en la Figura 3-26. Para realizar el cálculo supondremos la zapata como una viga biapoyada y haremos uso de la siguiente expresión:

$$l = 3,5 \text{ m}$$

$$e = 0,77 \text{ m}$$

$$M = \frac{\sigma_c \cdot \left(\frac{l}{2} - e\right)^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_c) \cdot \frac{\left(\frac{l}{2} - e\right)^2}{2} \cdot \frac{2}{3}$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{max} \cdot CX}{AX} = \frac{75 \cdot 1,96}{2,94} = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$M = \frac{50 \cdot 0,98^2}{2} + (75 - 50) \cdot \frac{0,98^2}{2} \cdot \frac{2}{3} = 32,01 \text{ kNm/ml}$$

Una vez hallado el momento por metro lineal en la sección más solicitada procederemos a calcular el área de acero necesaria en la armadura para soportar la tracción provocada por este momento. Para su cálculo nos apoyaremos en el croquis de Figura 3-27.

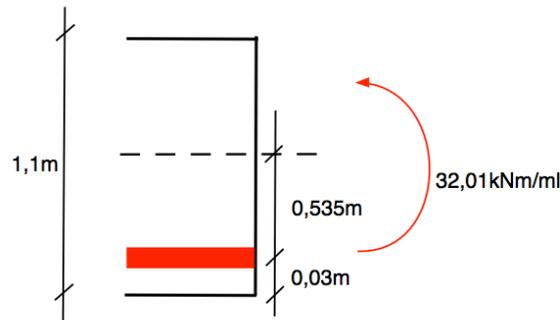


Figura 3-27 Croquis del canto de la zapata (elaboración propia)

El acero utilizado es un B500SD con un límite elástico de 50 kN/cm<sup>2</sup> y teniendo en cuenta el coeficiente de minoración del acero  $\gamma=1,15$  podremos obtener el área por metro lineal necesaria a partir de la siguiente expresión:

$$\frac{fyd}{\gamma} \cdot As \cdot 0,535 = 32,01$$

$$As = \frac{32,01}{\frac{50}{1,15} \cdot 0,535} = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Una vez calculada el área de acero por metro lineal, convertiremos dicha área en número de barras de 12 mm de diámetro por medio de la siguiente expresión:

$$n = \frac{137}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 1,21 \rightarrow 2 \text{ barras de acero por cada metro}$$

La Instrucción de Hormigón Estructural [25] establece un área mínima de acero necesaria con el objetivo de limitar la fisuración producida por la temperatura y la retracción. Al área mínima de acero necesaria se le conoce con el término de «cuantía». Una vez halladas las barras de 12 mm necesarias, realizaremos el cálculo por cuantías geométricas mínimas haciendo uso de la tabla representada en la Figura 3-28.

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas <sup>(1)</sup>		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios <sup>(2)</sup>	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios <sup>(3)</sup>	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios <sup>(3)</sup>	0,7	0,6
Vigas <sup>(4)</sup>		3,3	2,8
Muros <sup>(5)</sup>	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Figura 3-28 Cuantías mínimas. (tomado de [25])

Para el caso de zapata el valor de la cuantía mínima de acero es la mitad de la asignada a una losa [25] por lo que:

$$\frac{1,8}{2} = 0,9$$

Por lo tanto, el área por metro lineal de acero por cuantía geométrica se deduce de la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{0,9}{1000} \cdot 1100 \cdot 1000 = 990 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

Una vez calculada el área de acero por metro lineal, convertiremos dicha área en un número de barras de 12 mm de diámetro por medio de la siguiente expresión:

$$n = \frac{990}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 8,75 \rightarrow 9 \text{ barras de acero por cada metro}$$

Por lo tanto, la distribución de las barras queda definida por la cuantía geométrica y la separación entre estas es de 11,11 cm. Debido a que las distancias normales entre barras son números redondos dispondremos la separación de estas a 10 cm, quedando del lado de la seguridad. Por lo tanto, el armado de nuestra zapata es de:

$$12\varnothing 10 \text{ cm}$$

En los planos del Anexo V se puede apreciar con más detalle tanto las dimensiones de la zapata como la disposición de sus armaduras.

### 3.7.2.5.2 Anclajes

Toda armadura que se dispone dentro del hormigón tiene una longitud necesaria por cálculo. A esa longitud se le debe añadir en sus extremos una longitud de anclaje que nos permita transmitir los esfuerzos de tracción o compresión al hormigón sin peligro de rotura.

Los documentos que la instrucción cita como de obligado cumplimiento en cuanto a la colocación y anclajes de las armaduras son la UNE 36831:97 y UNE36832:97.

El doblado de barras, se realizará sobre mandriles para dar una curvatura constante a toda la zona doblada. El diámetro mínimo de los mandriles se recoge en la tabla de la Figura 3-29, y queda determinado en función del tipo de acero utilizado y el diámetro de la barra. [37]

Barras corrugadas	Ganchos, patillas y gancho en U (ver figura 66.5.1)		Barras dobladas y otras barras curvadas	
	Diámetro de la barra en mm		Diámetro de la barra en mm	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$	$\varnothing \leq 25$	$\varnothing > 25$
B 400 S B 500 S	4 $\varnothing$ 4 $\varnothing$	7 $\varnothing$ 7 $\varnothing$	10 $\varnothing$ 12 $\varnothing$	12 $\varnothing$ 14 $\varnothing$

**Figura 3-29 Diámetros de los mandriles (tomada de [25])**

El cumplimiento de los diámetros mínimos de doblado unido a la utilización de un hormigón de resistencia característica determinada, garantizan que las compresiones de hormigón no sean excesivas.

Para el anclaje y empalme de barras se debe determinar la longitud básica de anclaje. Además de esto debemos tener en cuenta la posición de la armadura dentro del bloque de hormigón.

Los factores que determinan la longitud básica de anclaje de una armadura son [37]:

- Resistencia de acero y de hormigón
- Posición de adherencia
- Diámetro de la barra

Las posiciones de adherencia quedan definidas en función de la disposición de la armadura. En la Figura 3-30, se puede ver como para el caso de la armadura colocada en la parte inferior de la zapata la adherencia es buena.

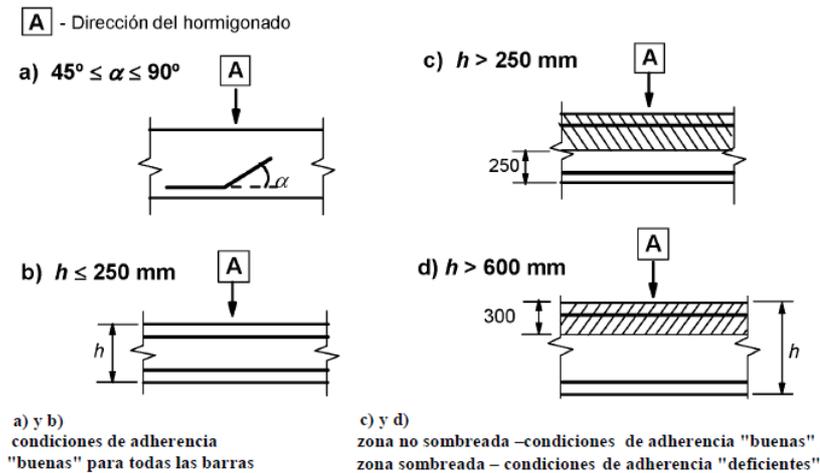


Figura 3-30 Posiciones de adherencia (tomada de [37])

Para los diferentes hormigones, la longitud básica de anclaje en posiciones de buena adherencia, con un límite elástico del acero de 500 MPa y un diámetro de barras de 12 mm tenemos que es de 300 mm y por tanto teniendo en cuenta el tipo de anclaje en gancho y el exceso de armadura dispuesta respecto a la estrictamente necesaria, obtenemos una longitud de anclaje neta de 200 mm tal y como muestra la siguiente expresión [25]: (Figura 3-31)

$$l_{b, neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{s, \text{cálculo}}}{A_{s, \text{real}}}$$

$$l_{b, neta} = 300 \cdot 0,7 \cdot \frac{990}{1017,87} = 204,25 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm}$$

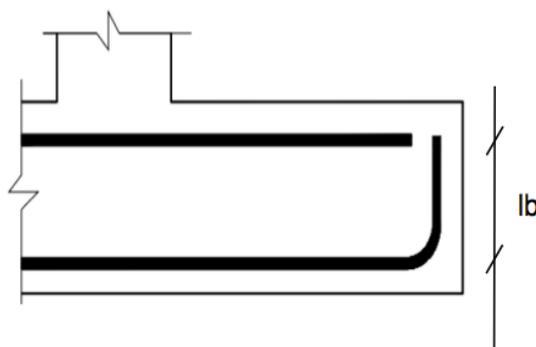


Figura 3-31 Longitud básica de anclaje de una armadura (elaboración propia)

### 3.7.3 Dimensionado de la zapata del pórtico de fachada

En el pórtico de fachada se encuentran las zapatas de los extremos de la estructura y las correspondientes de los pilares de la fachada frontal. Debido a que estos pilares no transmiten momentos a la cimentación, solo existirán esfuerzos normales y cortantes. Aun así y quedando del lado de la seguridad se ha dimensionado una sola zapata capaz de soportar los esfuerzos de todos los pilares.

Para el dimensionado de esta zapata se han realizado las mismas comprobaciones que en el caso del pórtico interior. Esta zapata debe tener un dimensionado en planta y un canto, que permita asegurar la estabilidad y resistencia de la misma. A su vez, el armado de la zapata debe asegurar la capacidad de soportar los esfuerzos de tracción que produce la flexión de la propia zapata.

Como en el caso de la zapata del pórtico interior, se ha realizado un predimensionado de la zapata de fachada que cumple con los requisitos de seguridad, resistencia y estabilidad. Las dimensiones de la zapata del pórtico de fachada son inferiores debido a que la servidumbre de este pórtico es la mitad que la del pórtico interior quedando con las siguientes medidas 1,6 m x 1,6 m x 0,6 m. Se trata de una zapata aislada centrada rígida y el resto de dimensiones que la definen quedan reflejadas en el plano del anexo V. A continuación, se realizarán las comprobaciones para la zapata de fachada que soporta la combinación de esfuerzos más desfavorable, reflejando los resultados en la Tabla 3-11.

<b>Comprobación</b>	<b>Resultado</b>
E.L.U. a vuelco	1,83 > 1,5
E.L.U. a deslizamiento	3,31 > 1,5
E.L.U. a hundimiento	0,043 < 10
E.L.U. agotamiento de cimentación	12Ø20 cm y 20 cm (anclaje)

**Tabla 3-11 Comprobaciones cimentación del pórtico de fachada (elaboración propia)**

## 4 PRESUPUESTO

El Presupuesto que se presenta a continuación es una mera aproximación de la cimentación descrita en el presente trabajo. El Presupuesto se confecciona a partir de las consideraciones descritas en el apartado 4.1. En los apartados 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5 se detallan los Presupuestos Parciales, de Ejecución Material, de Licitación y Total, respectivamente.

### 4.1 Consideraciones tenidas en cuenta para el cálculo del Presupuesto

El Presupuesto se confecciona a partir del cuadro de Precios Descompuestos que se detalla en el Anexo II.

En la cubicación para la realización de la excavación de las zapatas se ha considerado un sobreancho de 20 cm a cada lado para la colocación del encofrado; y 10 cm más de profundidad para verter el hormigón de limpieza; así las dimensiones de los dos tipos de zapatas a excavar serán: 2 m x 2 m x 0,7 m y 3,9 m x 3,9 m x 1,2 m.

Para los 10 cm, como media, del hormigón de limpieza, se ha considerado un hormigón HL-150/B/20

Se ha tenido en cuenta los 20 cm de anclaje. La longitud total de acero en cada zapata la obtenemos de la siguiente expresión:

$$(lb + B + lb) \cdot n1 \cdot n2$$

siendo:

*lb* longitud de anclaje

*B* ancho de la zapata

*n1* número de barras en una dirección

*n2* número de direcciones (transversal y longitudinal)

Zapata de 3,5 m x 3,5 m x 1,1 m  $\rightarrow (0,2 \text{ m} + 3,5 \text{ m} + 0,2 \text{ m}) \cdot 38 \cdot 2 = 296,4 \text{ m de } \varnothing 12\text{mm}$

Zapata de 1,6 m x 1,6 m x 0,6 m  $\rightarrow (0,2 \text{ m} + 1,6 \text{ m} + 0,2 \text{ m}) \cdot 9 \cdot 2 = 36,0 \text{ m de } \varnothing 12\text{mm}$

Para la obtención de los Precios Descompuestos se han tenido en cuenta los rendimientos de maquinaria y mano de obra que se desprenden, como media, de la Publicación de la Base de Datos de Precios para su Aplicación en Obras Viales de la Comunidad Autónoma de Canarias (CIEC) y varios proyectos de Obras Públicas, a los que se ha tenido acceso, de dicha Comunidad.

No obstante, para los precios básicos más preponderantes en los Precios Descompuestos se han usado los precios de mercado en esta Provincia de Pontevedra e incluso, donde ha sido posible, de la propia población de Marín.

- Empresa “Áridos de Umia S.A.”. Aportación de los precios por hora de la maquinaria que forman parte de los precios descompuestos que se muestran en el anexo II.
- Empresa “Maderas Bueu”. Aportación del precio de m<sup>3</sup> de madera de encofrado que forma parte del Precio Descompuesto “m<sup>2</sup> de encofrado oculto” que se muestra en el anexo II.
- Empresa “Excavaciones Trafor” de Marín. Aportación de los precios de m<sup>3</sup> de hormigón preparado HL-150/B/20 y HA-25/B/20 que forman parte de los precios descompuestos que se detallan en el anexo II.

Estos precios unitarios de: Maquinaria, Madera y Hormigones, que son los precios que más peso tienen en los Precios Descompuestos del Anexo II, serían los únicos que habría que actualizar dentro de dichos Precios Descompuestos en la fecha en la que se vaya a ejecutar la Obra. También, si el tiempo entre la redacción de este presupuesto y la ejecución de la Obra fuera muy dilatado, habría que actualizar los precios de la Mano de Obra intervinientes (Oficial de Primera, Capataz y Peón) que son a nivel nacional.

## 4.2 Presupuestos Parciales

### 4.2.1 Zapata pórtico interior (x14)

Excavación	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>3</sup> )	Coste (€)	Total (€)
Zanjas en roca	3,9x3,9x1,2	12,20	222,67	3117,44

**Tabla 4-1 Presupuesto parcial excavación (elaboración propia)**

Hormigón de limpieza	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>3</sup> )	Coste (€)	Total (€)
HL-150/B/20	3,5x3,5x0,1	63,07	77,26	1081,65

**Tabla 4-2 Presupuesto parcial del hormigón de limpieza (elaboración propia)**

Acero	Longitud total (m)	Peso por metro lineal (kg/m)	Peso total (kg)	Precio (€/kg)	Coste (€)	Total (€)
B 500 S	296,4	0,888	263,2	1,36	357,95	5011,38

**Tabla 4-3 Presupuesto parcial del acero (elaboración propia)**

Encofrado	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>2</sup> )	Coste (€)	Total (€)
Plano oculto de madera	4x3,5x1,1	12,17	187,41	2623,85

**Tabla 4-4 Presupuesto parcial del encofrado (elaboración propia)**

Hormigón	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>3</sup> )	Coste (€)	Total (€)
HA-25/B/20/IIa	3,5x3,5x1,1	91,41	1231,74	17244,49

Tabla 4-5 Presupuesto parcial hormigón (elaboración propia)

#### 4.2.2 Zapata pórtico de fachada (x14)

Excavación	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>3</sup> )	Coste (€)	Total (€)
Zanjas en roca	2x2x0,7	12,20	34,16	478,24

Tabla 4-6 Presupuesto parcial excavación 2 (elaboración propia)

Hormigón de limpieza	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>3</sup> )	Coste (€)	Total (€)
HL-150/B/20	1,6x1,6x0,1	63,07	16,14	225,96

Tabla 4-7 Presupuesto parcial hormigón de limpieza 2 (elaboración propia)

Acero	Longitud total (m)	Peso por metro lineal (kg/m)	Peso total (kg)	Precio (€/kg)	Coste (€)	Total (€)
B 500 S	36	0,888	31,96	1,36	43,46	608,51

Tabla 4-8 Presupuesto parcial acero 2 (elaboración propia)

Encofrado	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>2</sup> )	Coste (€)	Total (€)
Plano oculto de madera	4x1,6x0,6	12,17	46,73	654,22

Tabla 4-9 Presupuesto parcial encofrado 2 (elaboración propia)

Hormigón	Dimensiones (m)	Precio (€/m <sup>3</sup> )	Coste (€)	Total (€)
HA-25/B/20/IIa	1,6x1,6x0,6	91,41	140,4	1965,6

Tabla 4-10 Presupuesto parcial hormigón 2 (elaboración propia)

### 4.3 Presupuesto de Ejecución Material (PEM)

El Presupuesto de Ejecución Material es la suma de todos los presupuestos parciales.

Total zapatas de pórticos interiores (€)	Total zapatas de pórticos de fachada (€)	Total de cimentación (€)
29078,81	3932,53	33011,34

Tabla 4-11 Presupuesto de Ejecución Material (elaboración propia)

#### 4.4 Presupuesto de Licitación

El Presupuesto de Licitación tiene por finalidad obtener el importe total de las obras al que, según el criterio del técnico autor del proyecto, podrán ser ejecutadas por la Empresa Constructora que las contrate. El Presupuesto de Licitación es la suma del PEM más los Gastos Generales y el Beneficio Industrial.

PEM	Gastos Generales (13%)	Beneficio Industrial (6%)	Presupuesto de Licitación
33011,34€	4291,47€	1980,68€	39283,49€

**Tabla 4-12 Presupuesto de Licitación (elaboración propia)**

#### 4.5 Presupuesto Total de la Obra de Cimentación

Es la suma del Presupuesto de Licitación más el I.V.A. (impuesto sobre el valor añadido)

Presupuesto de Licitación	I.V.A. (21%)	Presupuesto Total de Obras
39283,49€	8249,53€	47533,02€

**Tabla 4-13 Presupuesto Total de Obras (elaboración propia)**

El Presupuesto Total da una cifra de cuarenta y siete mil quinientos treinta y tres euros con dos céntimos que habría que sumar al calculado en el proyecto del Alférez de Navío D. Juan Francisco Farrona Marín para obtener una idea aproximada de la inversión a realizar en la construcción de la estructura de cubierta tal y como se muestra en la

Presupuesto total de la cimentación	Presupuesto total de la estructura	Presupuesto total del conjunto de la obra
47533,02€	112976,72€	160509,74€

**Tabla 4-14 Presupuesto Total del conjunto de la Obra (elaboración propia)**

## 5 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS

### 5.1 Conclusiones

El objetivo principal de este proyecto ha sido el cálculo de la estructura de cimentación correspondiente a una cubierta metálica sobre las pistas deportivas exteriores de la ENM. Mediante los esfuerzos que se transmiten a los apoyos de la estructura de cubierta se han dimensionado dos tipos de zapatas capaces de asegurar la resistencia y la estabilidad de dicha construcción.

Una vez se ha completado el trabajo, se obtiene un balance positivo pues, aunque se trata de un proyecto basado en un temario que no se encuentra contemplado en la carrera de Ingeniería Industrial, se han alcanzado los objetivos establecidos y que a continuación se detallan:

- Se ha realizado un estudio de los diferentes tipos de cimentación y en función de las particularidades de cada uno de ellos se ha optado por la utilización de una cimentación superficial basada en el empleo de zapatas aisladas rígida
- Aunque por motivos referentes a medios y capacidades no se ha podido realizar el correspondiente estudio geotécnico que es necesario a la hora de dimensionar la cimentación de cualquier estructura de cimentación, se ha hecho uso del mapa geológico de Pontevedra proporcionado por el Instituto Geológico y Minero de España
- Se han calculado todas las acciones existentes sobre cada uno de los pórticos de la estructura y los esfuerzos transmitidos a los apoyos
- Se ha dimensionado la cimentación de la estructura de acuerdo con lo especificado en el correspondiente Código Técnico
- Se han realizado las comprobaciones de los distintos Estados Limite para garantizar la resistencia y estabilidad de la cimentación
- Se ha hecho un estudio de los materiales utilizados en cimentación y se ha tomado la decisión de utilizar un determinado tipo de hormigón y de acero basado en las ventajas que estos nos ofrecen
- Se han realizado los planos que definen los dos tipos de zapatas utilizadas para que en un futuro puedan ser ejecutadas
- Se ha hecho uso de la pertinente normativa, basando el proyecto en las especificaciones de instrucciones y documentos de referencia en el ámbito de la construcción
- Se ha hecho uso de programas informáticos como «Ftool» para realizar cálculos relacionados con esfuerzos y reacciones existentes en la estructura
- Se ha confeccionado un presupuesto aproximado de la estructura de cimentación

## 5.2 Líneas futuras

Con el objetivo de continuar avanzando en el tema de las cimentaciones, se proponen una serie de líneas futuras que tienen como objetivo dar una idea de posibles trabajos relacionados con este.

- Uso de un software profesional para el cálculo de todas las situaciones correspondientes a la combinación de acciones a efectos de la comprobación de los Estados Límite
- Proponer un plan de obra para la realización de un estudio geotécnico que permita el conocimiento exacto de la composición del terreno
- Diseño de los anclajes de los pilares a la cimentación
- Dimensionado de la cimentación mediante un software profesional
- Redacción del Pliego de Prescripciones Técnicas que regirán durante la ejecución de la Obra
- Análisis y propuesta de las medidas más importantes para garantizar la durabilidad de la cimentación
- Remodelación del pavimento existente en las pistas deportivas exteriores
- Estudio de evacuación de las aguas procedentes de la cubierta o de escorrentía para que no afecten a la estructura de cimentación propuesta
- Estudio químico del terreno donde se cimienta la nave en orden a tomar las medidas necesarias para proyectar una posible protección de las cimentaciones, pinturas asfálticas etc.

## 6 BIBLIOGRAFÍA

- [1] J. F. Farrona Marín, «Dimensionamiento básico de una estructura a dos aguas para el techado de instalaciones deportivas en la ENM,» [En línea]. Available: [http://calderon.cud.uvigo.es/bitstream/11621/22/1/TfG\\_Juan%20Francisco%20Farrona.pdf](http://calderon.cud.uvigo.es/bitstream/11621/22/1/TfG_Juan%20Francisco%20Farrona.pdf). [Último acceso: 5 marzo 2017].
- [2] «Reales Ordenanzas de las Fuerzas Armadas,» [En línea]. Available: <https://www.boe.es/boe/dias/2009/02/07/pdfs/BOE-A-2009-2074.pdf>.
- [3] G. Gilabert Gamboa, «Estudio para la modernización de las pistas deportivas exteriores de la Escuela Naval Militar,» [En línea]. Available: <http://calderon.cud.uvigo.es/bitstream/11621/97/1/Gilabert%20Gamboa%2c%20Guillermo.pdf>. [Último acceso: 5 marzo 2017].
- [4] «Google Earth,» [En línea]. Available: <https://www.google.es/intl/es/earth/download/ge/agree.html>. [Último acceso: 22 febrero 2017].
- [5] Gobierno de España, Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de seguridad estructural en cimientos, Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [6] Gobierno de España, Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de acciones en la edificación., Madrid: Ministerio de Fomento, 2009.
- [7] Gobierno de España, Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural., Madrid: Ministerio de Fomento, 2009.
- [8] «dearkitectura,» [En línea]. Available: <http://dearkitectura.blogspot.com.es/2012/04/la-cimentacion-tipos-de-cimientos.html>. [Último acceso: 21 febrero 2017].
- [9] «ingenierocivilinfo,» [En línea]. Available: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/02/sobrecimientos-de-h-c.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [10] F. Fiol Femenia y F. Fiol Olivan, «Manual de cimentaciones», Monte Carmelo, 2006.
- [11] E. Medina Sánchez, «Construcción de estructuras de hormigón armado en edificación»,

- Madrid: Bellisco, 2014.
- [12] «INARCO,» [En línea]. Available: <http://www.inarco.cl/proyectos/obra/excavacion-y-muro-pantalla-mall-santa-anita>. [Último acceso: 2017 febrero 28].
- [13] «Construmática,» 22 febrero 2017. [En línea]. Available: [http://www.construmatica.com/construpedia/Tensi%C3%B3n\\_Admisible\\_del\\_Terreno](http://www.construmatica.com/construpedia/Tensi%C3%B3n_Admisible_del_Terreno).
- [14] «uclm,» [En línea]. Available: [http://www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Tema24.pdf](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Tema24.pdf). [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [15] «ingenierociviltips,» [En línea]. Available: <http://ingenieriaciviltips.blogspot.com.es/2011/05/teoria-de-la-capacidad-de-carga-de.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [16] «Apuntes ingeniero civil. Cimentaciones en roca,» [En línea]. Available: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com.es/2012/03/cimentaciones-en-roca-capacidad.html>. [Último acceso: 20 febrero 2017].
- [17] «eumed.net. Clasificación de los terrenos,» [En línea]. Available: <http://www.eumed.net/libros-gratis/2011b/967/clasificacion%20de%20los%20terrenos.html>. [Último acceso: 22 febrero 2017].
- [18] J. M. N. Rivera, «Elaboración e interpretación de estudios geotécnicos,» 2008. [En línea].
- [19] «Constructorcivil,» [En línea]. Available: [http://civildocs.blogspot.com.es/2011\\_07\\_01\\_archive.html](http://civildocs.blogspot.com.es/2011_07_01_archive.html). [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [20] «Blog del ingeniero civil,» [En línea]. Available: <http://notasingenierocivil.blogspot.com.es/2011/05/concepto-de-rigidez-relativa-terreno.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [21] «Columnas de concreto,» [En línea]. Available: <http://columnasdeconcreto.blogspot.com.es/2012/07/excentricidad.html>. [Último acceso: 1 marzo 2017].
- [22] «Apuntes ingeniero civil,» [En línea]. Available: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com.es/2012/03/dimensionado-en-planta-del-cimiento.html>. [Último acceso: 1 marzo 2017].
- [23] A. M. M. Palma, «Universidad de Alcalá. Tipos de hormigón y aplicaciones,» 2015. [En línea]. Available: [https://portal.uah.es/portal/page/portal/epd2\\_profesores/prof121896/docencia/Tema%209%20Materiales%20I%20GCTE.pdf](https://portal.uah.es/portal/page/portal/epd2_profesores/prof121896/docencia/Tema%209%20Materiales%20I%20GCTE.pdf).
- [24] «Unav,» [En línea]. Available: <http://www.unav.edu/departamento/bcp/picturesCimPilar01.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [25] Gobierno de España, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Madrid: Secretaría General Técnica., 2008.
- [26] «ecured,» 1 marzo 2017. [En línea]. Available: <https://www.ecured.cu/Archivo:Flexión.JPG>.
- [27] Gobierno de España, «Instituto Geológico y Minero de España,» [En línea]. Available:

- <http://www.igme.es/>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [28] «NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente,» 2009. [En línea]. Available: <http://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web/handlers/pdfhandler.ashx?idpub=BN0222>.
- [29] Ministerio de Industria, Turismo y Comercio, «Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales,» [En línea]. Available: <https://www.boe.es/buscar/act.php?id=BOE-A-2004-21216>. [Último acceso: 2 marzo 2017].
- [30] Gobierno de España, Código Técnico. Documento Básico de seguridad en caso de incendio, Madrid: Ministerio de Fomento, 2016.
- [31] J. M. M. Subirats, Proyecto estructural de edificio industrial, Universidad Politécnica de Valencia, 2014.
- [32] «Grupo Celsa.Ductilidad,» [En línea]. Available: [http://www.celsa.com/Pdf/productos/2-acero\\_B\\_500\\_SD.pdf](http://www.celsa.com/Pdf/productos/2-acero_B_500_SD.pdf). [Último acceso: 19 febrero 2017].
- [33] «ocw,» [En línea]. Available: <http://ocw.um.es/ciencias/resistencia-de-materiales-y-calculo-de-estructuras/material-de-clase-1/tema05.pdf>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [34] L. L. García y J. A. L. Perales, «Cimentaciones. Zapatas Aisladas. Universidad de Castilla y la Mancha,» [En línea]. Available: [https://www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/CimentacionesCTE.pdf](https://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/CimentacionesCTE.pdf).
- [35] «estructurando,» [En línea]. Available: <http://estructurando.net/2013/06/18/pero-la-zapatadesliza-o-no/>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [36] «Cimentaciones. Zapatas Aisladas. Universidad de Castilla y la Mancha,» [En línea]. Available: [https://www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/CimentacionesCTE.pdf](https://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/CimentacionesCTE.pdf).
- [37] Gobierno de España, Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural, Madrid: Secretaría General Técnica, 2003.
- [38] Gobierno de España, «Instrucción para la recepción de cementos,» [En línea]. Available: [https://www.boe.es/diario\\_boe/txt.php?id=BOE-A-2016-6167](https://www.boe.es/diario_boe/txt.php?id=BOE-A-2016-6167). [Último acceso: 1 marzo 2017].
- [39] «Representaciones de construcción,» [En línea]. Available: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/02/sobrecimientos-de-h-c.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [40] «El Constructor Civil,» [En línea]. Available: <http://www.elconstructorcivil.com/2012/06/calculo-de-la-zapata-aislada-como.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [41] «astm,» [En línea]. Available: [https://www.astm.org/SNEWS/SPANISH/SPJA14/e2902\\_spja14.html](https://www.astm.org/SNEWS/SPANISH/SPJA14/e2902_spja14.html). [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [42] «teccto,» [En línea]. Available: <http://teccto.blogspot.com.es/2015/03/semana-i.html>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [43] «Perfebricados Martínez,» [En línea]. Available: <https://prefabricadosmartinezyvinuesa.com/productos/aridos/>. [Último acceso: 23 febrero 2017].

- [44] «emaze,» [En línea]. Available: <https://www.emaze.com/@Aoorwtrr/defenza-de-titulo.-alexis-j.> [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [45] «unionesacero,» [En línea]. Available: <https://unionesacero.wordpress.com/2012/07/07/aceros-para-hormigon-acero-de-refuerzo-para-armaduras/>. [Último acceso: 23 febrero 2017].
- [46] «calculocivil,» [En línea]. Available: <https://calculocivil.com/es/ec2/anclaje/base>. [Último acceso: 23 febrero 2017].



## ANEXO II: CUADROS DE PRECIOS DESCOMPUESTOS

### PRECIOS DESCOMPUESTOS DE LAS UNIDADES INTEGRANTES DE LA CIMENTACION

M<sup>3</sup> Excavación de zanjas en roca, con medios mecánicos, incluso entibación y agotamiento de agua si fuera necesario, refino de paredes y fondo, carga y transporte a lugar de empleo o vertedero autorizado. Según artículo 321 del PG-3.

Cantidad	Ud	Denominación	Precio	Importe
0,003	h	Capataz	15,15	0,04545
0,04	h	Peón	13,51	0,5404
0,1	h	Excavadoras sobre cadenas, 110 kW	58,1	5,81
0,1	h	Martillo hidráulico 3000 kg	6,38	0,638
0,084	h	Camión basculante 15 t	33,1	2,7804
0,03	h	Camión caja fija con cisterna/agua de 10 t	42,33	1,2699
0,003	m <sup>3</sup>	Tablas para encofrar de 25 mm	323,05	0,96915
0,05	kg	Clavos 3"	1,1	0,055
0,007	h	Bomba de achique	13,97	0,09779
TOTAL m <sup>3</sup> .....				12,21 €

Kg. Acero en barras corrugadas B 500 SD, incluso cortes, elaboración, colocación y puesta en obra, con parte proporcional de alambre recocido y despuntes, según EHE-08.

Cantidad	Ud	Denominación	Precio	Importe
0,015	h	Oficial primera	14,31	0,21465
0,015	h	Peón	13,51	0,20265
1,05	kg	Acero corrugado B 500 S (precio medio)	0,74	0,777
0,02	kg	Alambre de atar de 1,2 mm	0,98	0,0196
0,015	h	Dobladora	4,74	0,0711
0,015	h	Cizalla	2,71	0,04065
0,001	h	Camión grúa 20 t	32,48	0,03248
TOTAL kg.....				1,36 €

M<sup>3</sup> Hormigón en masa de limpieza y nivelación, con hormigón HL-150/B/20, incluso elaboración, puesta en obra, curado y nivelación de la superficie, según EHE-08.

Cantidad	Ud	Denominación	Precio	Importe
0,02	h	Capataz	15,15	0,303
0,05	h	Oficial primera	14,31	0,7155
0,15	h	Peón	13,51	2,0265
1	m <sup>3</sup>	Horm prep HL-150/B/20	60	60
0,015	m <sup>3</sup>	Agua	1,84	0,0276
TOTAL m <sup>3</sup> .....				63,07 €

M<sup>2</sup> Encofrado plano oculto de madera en cimientos, incluso desencofrado, según EHE-08.

Cantidad	Ud	Denominación	Precio	Importe
0,016	m <sup>3</sup>	Tablas para encofrar de 25 mm	323,05	5,1688
0,003	m <sup>3</sup>	Madera escuadrada de 50x150 mm	386,24	1,15872
0,3	ud	Accesorios para encofrados	3,19	0,957
0,04	l	Aceite de desencofrado	3,17	0,1268
0,01	h	Camión grúa 20 t	32,48	0,3248
0,02	h	Capataz	15,15	0,303
0,1	h	Oficial primera	14,31 €	1,431
0,2	h	Peón	13,51	2,702
TOTAL				-----
m <sup>2</sup> .....				12,17 €

M3 Hormigón para armar en cimientos con hormigón HA-25/B/20/IIa, incluso elaboración, vertido, vibrado y curado, según EHE-08.

Cantidad	Ud	Denominación	Precio	Importe
0,03	h	Capataz	15,15	0,4545
0,2	h	Oficial primera	14,31	2,862
0,25	h	Peón	13,51	3,3775
1	m <sup>3</sup>	Horm prep HA-25/B/20/IIa	74,81	74,81
0,075	h	Bomba móvil sobre camión de hormigón	129,91	9,74325
0,02	h	Vibrador eléctrico	6,46	0,1292
0,02	m <sup>3</sup>	Agua	1,84	0,0368
TOTAL m <sup>3</sup> .....				-----
TOTAL m <sup>3</sup> .....				91,41 €

## ANEXO III: RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

En la programación del reconocimiento del terreno se debe tener en consideración:

- Tipo de construcción
- Tipo de terreno
- Distancias máximas entre puntos de reconocimiento
- Número mínimo de sondeos por reconocimiento

Para llevar a cabo el reconocimiento del terreno se ha de tener constancia de la clase de proyecto clasificándolo según el tipo de construcción.

Tipo	Descripción
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a $300m^2$
C-1	Construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones de altura máxima entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones de altura máxima entre 11 y 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas

**Tabla AIII-1 Tipo de construcción (elaboración propia)**

Para comenzar los ensayos de terreno se realiza una clasificación en tres grupos:

- T-1 Terrenos favorables: Son aquellos poco variables, en los que se cimienta sin problema en función de la experiencia de la zona.
- T-2 Terrenos intermedios: Son aquellos que presentan variabilidad, o cuando en el entorno no siempre se ha recurrido a la misma solución de cimentación.
- T-3 Terrenos desfavorables: Se trata de suelos expansivos, blandos, sueltos, de yesos o calizas etc.

En función del tipo de edificio y la clase de terreno en el que nos encontramos se deben realizar una serie de reconocimientos cuya separación máxima no debe exceder los límites dispuestos en la siguiente tabla y cuya profundidad mínima queda así mismo reflejada.

Edificio	T1		T2	
	D. máx. (m)	P(m)	D. máx. (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

**Tabla AIII-2 Distancias máximas y profundidades orientativas (elaboración propia)**

Para cada uno de los anteriores reconocimientos hay que realizar un número mínimo de sondeos mecánicos recogidos en la siguiente tabla. Además de los sondeos mecánicos aparece el porcentaje total de puntos que pueden ser sustituidos por pruebas continuas de penetración.

	<b>Número Mínimo</b>		<b>% de sustitución</b>	
	<b>T-1</b>	<b>T-2</b>	<b>T-1</b>	<b>T-2</b>
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

**Tabla AIII-3 Número mínimo de sondeos y porcentaje de sustitución (elaboración propia)**

Cuando se realiza un estudio geotécnico debemos asegurar que se ha llevado a cabo el reconocimiento hasta alcanzar el estrato resistente.

## ANEXO IV: COMPONENTES DEL HORMIGÓN ARMADO

### IV.1 Cemento

El cemento es un conglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinada que posteriormente se muele. La característica principal de esta sustancia es que en contacto con el agua crea una mezcla uniforme y plástica que tras su posterior fraguado se endurece. Para la construcción de estructuras de hormigón se utilizan cementos que cumplan las siguientes características:

- Debe cumplir con las normas recogidas en la vigente instrucción para la Recepción de cementos [38]
- Debe tener una clase resistente igual o superior a  $32,5 \text{ N/mm}^2$ . Para cada clase resistente existe un tipo de endurecimiento asociado como se indica en la siguiente tabla.

Clase resistente ( $\text{N/mm}^2$ )	Tipo de endurecimiento
32,5	Lento
32,5 y 42,5	Normal
42,5 y 52,5	Rápido

**Tabla AIV-1 Clase resistente de los cementos (elaboración propia)**

Debe ser de los tipos indicados en la siguiente tabla, en función del tipo de hormigón utilizado.

Tipo de hormigón	Tipo de cemento
Masa	Cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/B-T, CEM II/A-T y CEM III/C
Armado	Cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C y CEM V/B
Pretensado	Cementos comunes de los tipos CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M(V, P)

**Tabla AIV-2 Tipos de cemento en función del hormigón (elaboración propia)**

Los cementos comunes y sus designaciones son los siguientes: [11]

- CEM I: Cemento Pórtland que sólo contiene caliza y arcilla calcinada lo que se denomina clínker. Este tipo de cemento no contiene adiciones y es indicado para la prefabricación con hormigones de altas resistencias iniciales.
- CEM II: Cemento Pórtland con adiciones. Son los más utilizados para estructuras de hormigón debido a las propiedades físicas que le aportan las adiciones. La designación CEM II se acompaña con una letra que hace referencia al tipo de adición que contienen
  - S: Escoria de horno alto
  - D: Humo de sílice
  - P: Puzolana natural
  - Q: Puzolana natural calcinada
  - V: Ceniza volante silícea
  - W: Ceniza volante calcárea

- L: Caliza
- M: Compuesto de varios de los anteriores
- CEM III: Cemento Pórtland que contiene una adición de escoria de alto horno y es indicado para la construcción en ambientes agresivos como sulfatos o agua de mar.
- CEM IV: Cemento puzolánico. Este tipo de cemento es indicado para hormigones en general. Su uso está extendido a ambientes agresivos, obras hidráulicas, áridos reactivos, bases de carreteras y grandes macizos.
- CEM V: Designación para los cementos compuestos que por lo general tienen las mismas aplicaciones que los CEM IV

Los cementos con características adicionales se designan de la siguiente forma: [11]

- Cementos blancos: BL
- Cementos resistentes a los sulfatos: SR
- Cementos resistentes al agua de mar: MR
- Cementos de bajo calor de hidratación: LH. Adecuados para grandes masas de hormigón como presas o losas de cimentación.
- Cementos especiales: ESP. Adecuados para su uso en la construcción de firmes de carreteras
- Cemento de aluminato de calcio: CA. Su uso más extendido es en hormigones refractarios.



Figura AIV-1 Cemento Portlánd en polvo (tomada de [41])

## IV.2 Agua

El agua es un componente fundamental en el hormigón. Se utiliza tanto para el amasado de la mezcla como para el curado del hormigón. Está permitido el uso de todas las aguas calificadas como aceptables. No pueden contener una cantidad superior a la especificada de ingredientes dañinos que afecten a las propiedades del hormigón o a la protección de las armaduras de acero frente a la corrosión. En el caso de albergar algún tipo de duda se deberá llevar a cabo un análisis de las aguas y se garantizará el cumplimiento de las siguientes condiciones: [11]

- Contener un pH superior a 5
- Las sustancias disueltas deben encontrarse en una proporción menor a 15 g/L
- Las sustancias orgánicas deben encontrarse en una proporción menor a 15 g/L
- El ión sulfato  $SO_4^{-2}$  debe encontrarse en una proporción inferior a 1g/L
- El ión cloruro  $Cl^-$  debe encontrarse en una proporción inferior a 3g/L
- No puede contener hidratos de carbono
- Sumando todos los componentes de hormigón, el peso del ión cloruro debe ser inferior al 0,4% en el hormigón armado y 0,2% en el pretensado.

En el caso de tratarse de hormigón en masa, el cual no contiene armaduras de acero, se podrá utilizar agua de mar u otro tipo de aguas salinas análogas. Se tendrá en cuenta que el empleo de este tipo de aguas reduce la resistencia del hormigón alrededor de un 15%

También está permitido el empleo de aguas recicladas procedentes del lavado de las cubas de las propias centrales de hormigonado. Esto se podrá llevar a cabo siempre que cumpla con las condiciones anteriormente especificadas y unos requisitos específicos de densidad.



Figura AIV-2 Mezcla de cemento y agua (tomada de [42])

### IV.3 Áridos

En cuanto a los áridos como son las gravas y la arena, deberán contener las características que garanticen la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón. Tienen procedencias de diferente naturaleza como yacimientos, rocas machacadas, escorias siderúrgicas etc.

En función de su tamaño los áridos tienen distintas denominaciones. La arena o árido fino es el que pasa por un tamiz de 4mm de luz de malla y la grava o el árido grueso por el contrario no es capaz de sobrepasar dicho tamiz. El árido total hace referencia a la mezcla de los dos anteriores.

En función del método de obtención existen los áridos naturales y los artificiales. Cada uno de ellos presenta una serie de ventajas sobre el otro. Los áridos naturales tienen forma redondeada, dejan menos huecos en el hormigón, tienen una granulometría perfecta y ahorran cemento. Por otro lado, los áridos artificiales proceden del machaqueo de rocas, presentan superficies rugosas y dejan mayor número de huecos en el hormigón. Sin embargo, este tipo de áridos se adhieren muy bien al mortero dando lugar a hormigones más resistentes a la tracción y a la abrasión.

Según la instrucción española del hormigón estructural los árido se designan de la siguiente manera: [11]

Árido:  $d/D-IL-N$

Siendo:

$d$  tamaño mínimo del árido

$D$  tamaño máximo del árido

$IL$  forma de representación del árido: R rodado, T triturado, M mezclado

$N$  naturaleza del árido según la siguiente nomenclatura: C calizo, S silíceo, G granito,

O ofita, B basalto, D dolomítico, Q traquita, I fonolita, V varios, A artificial, R reciclado

Para facilitar el hormigonado y que no haya formación de coqueras, existen una serie de restricciones al tamaño máximo del árido grueso. Lo más habitual es pedir el hormigón confeccionado a una central de hormigonado que por lo general lo comercializa siguiendo una serie estándar de tamaños máximos. Además de lo anteriormente mencionado la EHE regula aspectos como la granulometría, las condiciones físico-mecánicas, los requisitos químicos y el contenido máximo de finos. Del estudio de los áridos obtenemos las siguientes consideraciones: [11]

- Debemos conocer el contenido de materia orgánica en los áridos ya que esta afecta directamente al fraguado y al endurecimiento del hormigón.
- Debemos conocer el contenido de finos ya que afecta a la resistencia y durabilidad del hormigón.
- Debemos conocer el contenido de ión cloruro ya que entre otras cosas afecta directamente a las armaduras debido a la corrosión.
- Debemos conocer también el contenido de los compuestos de azufre como los sulfatos o los sulfuros. Estos compuestos pueden llevar a la destrucción del hormigón además de producir eflorescencias y depósitos en la superficie.
- Se debe tener en cuenta la posible reacción árido-álcali entre los áridos y los iones alcalinos del cemento. La reacción depende del tipo de cemento, la temperatura, la humedad y el tipo de árido. El resultado de dicha reacción es una red de fisuras en el hormigón por lo que se procurará no emplear áridos que presenten reactividad potencial.
- Debemos conocer el contenido de humedad de los áridos en el momento de confeccionar el hormigón. El exceso contenido de humedad en los áridos debe implicar la reducción de agua de amasado.



Figura AIV-3 Árido grueso (tomada de [43])

#### IV.4 Aditivos y adiciones

Para mejorar las condiciones físicas y químicas del hormigón se pueden utilizar aditivos y adiciones siempre que cumplan las siguientes condiciones recogidas en la instrucción permanente: [11]

- Ensayos que justifique su empleo
- No dañen al resto de características del hormigón
- No peligre a la durabilidad del hormigón ni a la corrosión de las armaduras
- No haya indicación en contra de la dirección facultativa

Los aditivos son sustancias que, incorporadas al hormigón, en una proporción inferior al 5% en peso del cemento, producen una modificación deseada de alguna de sus características. Entre estas modificaciones se encuentran principalmente: [11]

- Aumentar la trabajabilidad del hormigón sin aumentar la relación agua/cemento

- Influir en los tiempos de fraguado y endurecimiento
- Aumentar la durabilidad física y química
- Mejorar el aspecto, color etc.

Los aditivos como ya hemos mencionado anteriormente pueden mejorar las condiciones del hormigón, pero en ocasiones pueden presentar efectos secundarios que debemos conocer para actuar en consecuencia y hacer una elección adecuada de un aditivo en particular. Los aditivos que se añadan en la obra en vez de en la planta de fabricación precisan de la autorización expresa de la dirección facultativa. A continuación, se hará mención de los aditivos más importantes: [11]

- **Plastificantes:** Este tipo de aditivos produce un efecto dispersante sobre las partículas de cemento. Los plastificantes facilitan el hormigonado y mantienen la consistencia reduciendo la relación agua/cemento. Se tendrá en cuenta que, a dosis elevada, algunos plastificantes retrasan el proceso de fraguado del hormigón.
- **Superplastificantes:** Este tipo de aditivos consiguen hormigones muy fluidos de forma que facilitan el hormigonado.
- **Polifuncionales:** Estos aditivos son una mezcla de los dos anteriores y se pretende conseguir los beneficios de ambos. Por lo general, los aditivos polifuncionales retrasan en gran medida el comienzo del fraguado.
- **Aireantes:** Estos aditivos tienen la misión de incorporar durante el amasado una cantidad de burbujas de aire uniformemente repartidas de manera que se evita la red de microgrietas.
- **Hidrofugantes:** Este tipo de aditivos reducen la absorción de agua por capilaridad del hormigón mejorando su durabilidad. Como posible efecto secundario, reducen la resistencia y retienen aire en la masa.
- **Impermeabilizantes:** Este tipo de aditivos es idóneo para aquellos hormigones que se encuentran en contacto continuo con el agua. Estos pueden ser por ejemplo pilotes de cimentaciones o muros de sótano. Su principal característica es la impermeabilidad y a dosis elevada pueden presentar un retraso en el fraguado del hormigón.
- **Acelerantes:** Este tipo de aditivo permite reducir los tiempos de fraguado y endurecimiento. Es comúnmente utilizado para el hormigonado en tiempo frío y en prefabricación para reducir los tiempos de producción. Algunos acelerantes contienen cloruro de calcio que provoca corrosión sobre las armaduras de acero por lo que sólo se pueden utilizar en el hormigón en masa.
- **Retardantes:** Este tipo de aditivos retrasan el tiempo de fraguado y se utilizan en casos en los que se requiere obtener unas determinadas mejoras. Están indicados para hormigonado en tiempo caluroso, elementos de gran volumen, bombeo de hormigón en circunstancias en las que un fraguado prematuro puede originar obstrucciones etc.
- **Anticongelantes:** Este tipo de aditivos disminuye el punto de congelación del agua y al igual que los acelerantes aumentan la resistencia inicial del hormigón.
- **Inhibidores de la corrosión:** Este tipo de aditivos tiene un efecto impermeabilizante que reduce la difusión de cloruros y oxígeno a través del hormigón. Además de lo anterior genera una fina capa capaz de recubrir las armaduras de acero impidiendo la llegada de cloruros a esta.
- **Reductores de retracción:** Este tipo de aditivos tiene la función principal de reducir la fisuración del hormigón que se origina a causa de la retracción. Están indicados para su empleo en grandes masas o en condiciones climatológicas adversas. Pueden provocar disminución en la resistencia del hormigón.
- **Espumantes:** La misión principal de este tipo de aditivos es la de encerrar importantes cantidades de aire en la masa de hormigón para disminuir la densidad del mismo.
- **Colorantes:** Este tipo de aditivos permiten obtener una determinada tonalidad de hormigón, pero se requiere de dosificaciones exactas e idénticos tiempos de amasado para que no haya

variaciones de tonalidad. Se deben limpiar previamente los equipos lo que encarece el producto y una sobredosificación puede reducir la resistencia final del hormigón.

- Curado: Los aditivos de curado de hormigón se precisan cuando no es posible llevar a cabo el curado mediante productos de aplicación posterior al hormigonado. Mejoran la hidratación del cemento mediante la regularización en la retención del agua.

Las adiciones son materiales inorgánicos que se añaden al hormigón con el objetivo de mejorar sus propiedades o conferirle características especiales. La instrucción de hormigón estructural permite dos tipos de adiciones: [11]

- Cenizas volantes: Esta adición se genera en las centrales termoeléctricas que queman carbones pulverizados. Son residuos sólidos que se recogen de los polvos que acompañan a los gases de combustión. Entre muchas de las mejoras que nos proporcionan, las más destacadas son la mejora de la trabajabilidad del hormigón, la mejora de la compacidad e impermeabilidad y la resistencia frente a los ataques químicos. Aunque estas adiciones disminuyen la resistencia inicial del hormigón, aumentan la final.
- Humo de sílice: Esta adición se recoge en los filtros electrostáticos de los hornos eléctricos que producen silicio y ferrosilicio a partir del cuarzo. Tiene una elevada actividad resistente por lo que es imprescindible en hormigones de alta resistencia. Por contra, esta adición puede reducir el pH y disminuir la protección de las armaduras en ambientes de elevada carbonatación.

En la actualidad la mayoría de los hormigones contienen adiciones, pero rara vez se añaden en la planta de hormigonado ya que es preferible que sean incorporadas por el fabricante. Si las adiciones se realizan de manera correcta se consigue un hormigón más impermeable y más duradero.



Figura AIV-4 Aditivos y adiciones (tomada de [44])

## IV.5 Armaduras

Se denomina armadura al conjunto de barras de acero que absorben los esfuerzos de tracción en los elementos estructurales del hormigón. A parte de absorber dichos esfuerzos las armaduras también ayudan al hormigón con las compresiones, los esfuerzos cortantes, las fisuraciones, etc. A groso modo se pueden distinguir dos tipos principales de armaduras: [11]

- Armaduras pasivas: Estas armaduras son aquellas que no trabajan hasta que la estructura entra en carga que ocurre una vez se haya producido el descimbrado. El hormigón que se refuerza con armaduras pasiva es el denominado hormigón armado. En función de la forma de las armaduras pasivas se distinguen los diferentes tipos:

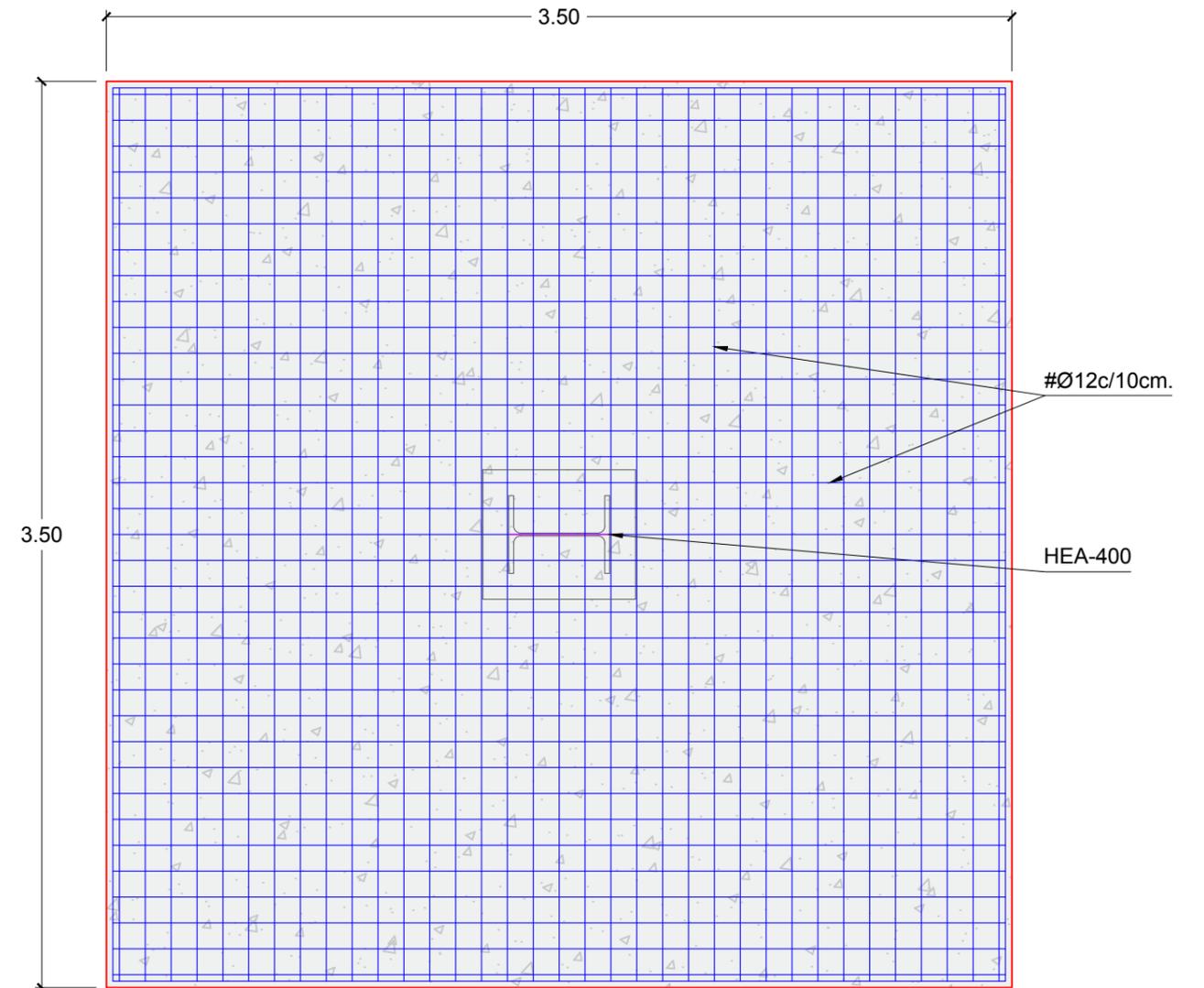
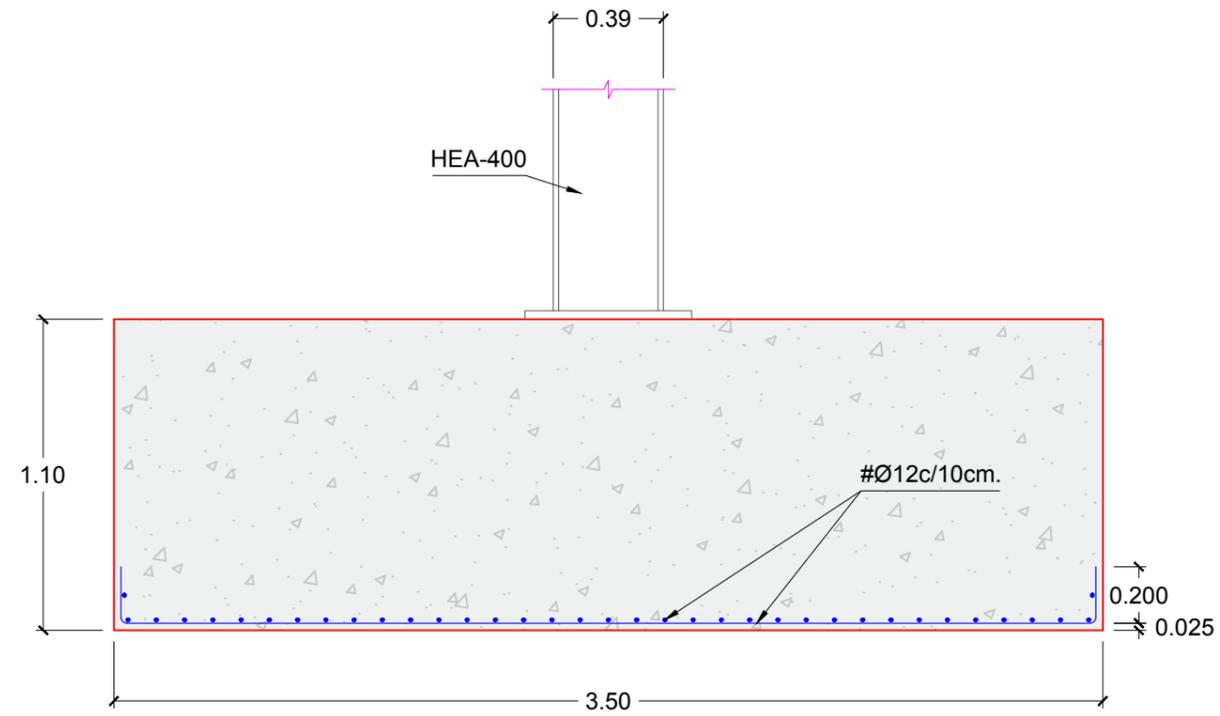
- Barras corrugadas: Son barras de acero que tienen resaltos a lo largo de su superficie con el objetivo de mejorar su adherencia con el hormigón: su fabricación se realiza mediante laminado en caliente con acero soldable de diferentes tipos. Se usan como armaduras del hormigón armado en general (armaduras principales, secundarias, cercos etc.)
  - Mallas electrosoldadas: Se trata de una armadura normalizada que se construye a partir de barras corrugadas soldadas entre sí formando cuadrículas. Este tipo de armaduras se emplean en elementos planos tales como muros, losas etc.
  - Armadura básica electrosoldadas en celosía: Se trata de una armadura normalizada que se construye a partir de tres barras corrugadas formando una estructura espacial mediante una celosía triangular.
- Armaduras activas: Estas armaduras son aquellas que trabajan a tracción antes de que el elemento estructural entre en carga. El hormigón que se refuerza mediante armaduras activas se llama hormigón pretensado o postensado. Una vez que la estructura entra en carga las armaduras de acero trabajan doblemente, por el tensado previo y por la carga que recibe.



**Figura AIV-5 Armadura de acero (tomada de [45])**

## **ANEXO V: PLANOS**

# ZAPATA CENTRADA PÓRTICO INTERIOR



ZAPATA CENTRADA. PÓRTICO DE FACHADA

